

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
RAFAEL DO VALLE PEREIRA CARDOSO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

FLORIANÓPOLIS
2013

RAFAEL DO VALLE PEREIRA CARDOSO

PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de graduação
em Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina, como
requisito parcial para a obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Orientador: Ivo José Padaratz, Ph D.

FLORIANÓPOLIS

2013

Rafael do Valle Pereira Cardoso

PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

Esse trabalho de conclusão de curso foi julgado e aprovado pela banca examinadora para a obtenção do título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua versão final pelo curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

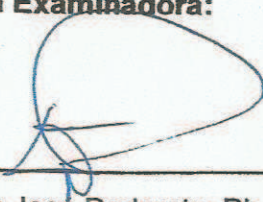
Florianópolis, 02 de Dezembro de 2013.

Professor Luis Alberto Gomez.

Coordenador

Departamento de Engenharia Civil, UFSC

Banca Examinadora:



Professor Ivo José Padaratz, Ph D.

Orientador

Departamento de Engenharia Civil, UFSC

Professor: Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.

Departamento de Engenharia Civil, UFSC

Professor: Wellison José de Santana Gomes, Dr.

Departamento de Engenharia Civil, UFSC

AGRADECIMENTOS

A meus pais, por todo o apoio que me foi dado ao longo desses anos, por todo o carinho e compreensão nas dificuldades, por todas as condições que tive ao longo de minha vida, sem eles isso não seria possível.

A minha namorada Isabela, por se fazer presente em toda minha ausência, por sempre acreditar em mim, mesmo em momentos que desacreditei. Por todo o apoio e companheirismo incondicional.

Aos meus amigos e familiares, pelo apoio de forma direta ou indireta.

Aos meus colegas de curso, que tornaram todas as jornadas de estudos mais agradáveis, pelo companheirismo em todas as horas.

Aos professores que tive ao longo da graduação, por compartilharem os seus conhecimentos.

RESUMO

O presente trabalho apresenta o dimensionamento estrutural de um edifício residencial de acordo com os critérios da NBR 6118:2007. Será apresentado o dimensionamento de alguns elementos efetuado manualmente, concluídos com o auxílio de planilhas eletrônicas Excel.

Palavras-chave: Projeto estrutural, Concreto armado, Dimensionamento

ABSTRACT

This paper presents the structural sizing of a residential building according with the criteria of ABNT NBR 6118:2007. It will be presented the sizing of some elements calculated manually, accomplished with the support of Microsoft Office Excel worksheets.

Key words: structural design, reinforced concrete, sizing

SUMARIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	2
2.1	Projeto Arquitetônico	2
2.2	Vento.....	2
2.3	Efeitos globais de 2ª ordem	3
2.4	Critérios adotados	3
3	CONCRETO ARMADO	5
3.1	Introdução ao Concreto Armado	5
3.2	Massa específica	5
3.3	Resistência à compressão	5
3.4	Resistência à tração.....	7
3.5	Módulo de Elasticidade	7
3.6	Aços para Concreto Armado	8
3.7	Durabilidade da Estrutura.....	8
3.7.1	Classe de agressividade ambiental	8
3.7.2	Relação água/cimento e Classe de Concreto	9
3.7.3	Cobrimento nominal	9
4	QUALIDADE E SEGURANÇA	11
4.1	Qualidade e Segurança da Estrutura	11
4.2	Segurança – Estados Limites.....	11
4.2.1	Estado Limite Último.....	12
4.2.2	Estado Limite de Serviço	12
4.3	Ações	12
4.3.1	Ações permanentes.....	13
4.3.2	Ações variáveis	13

4.3.3	Ações excepcionais.....	13
4.3.4	Coeficientes de ponderação das ações.....	13
4.4	Combinações de ações.....	15
4.4.1	Combinações últimas	15
4.4.2	Combinações de serviço	16
5	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	17
6	LAJES	19
6.1	Vãos efetivos.....	19
6.2	Armaduras nas lajes	20
6.3	Vinculação.....	21
6.4	Ações	22
6.5	Cargas permanentes.....	23
6.5.1	Carga acidental	25
6.6	Momentos fletores.....	26
6.6.1	Lajes bidirecionais	26
6.6.2	Lajes unidirecionais	26
6.6.3	Compatibilização dos momentos fletores	28
6.7	Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF)	29
6.7.1	Verificação do estágio	29
6.7.2	Flecha imediata	30
6.7.3	Flecha diferida.....	31
6.7.4	Flecha total	32
6.7.5	Flechas limites.....	32
6.8	Reações de apoio	32
6.8.1	Método das áreas:.....	33
6.8.2	Cálculo por meio de tabelas	34
6.9	Verificação ao cisalhamento	35

6.9.1	Lajes sem armadura para esforço cortante	35
6.9.2	Lajes com armadura para esforço cortante	36
6.10	Dimensionamento das armaduras	36
6.11	Detalhamento das armaduras	37
6.11.1	Armaduras mínimas	37
6.11.2	Diâmetro máximo	38
6.11.3	Espaçamento máximo	38
6.11.4	Armadura positiva.....	38
6.11.5	Armadura negativa	39
7	EXEMPLO DE CÁLCULO – LAJES	41
7.1	Considerações iniciais.....	41
7.2	Pré-Dimensionamento.....	42
7.3	Vãos efetivos.....	42
7.4	Tipo de Armação	43
7.5	Vinculações.....	44
7.6	Definição dos carregamentos.....	44
7.6.1	Cargas permanentes	44
7.6.2	Carga accidental	48
7.7	Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF)	48
7.7.1	Determinação dos momentos de serviço	48
7.7.2	Verificação do Estádio.....	51
7.7.3	Verificação da flecha	52
7.8	Determinação dos Momentos para o Estado Limite Último....	56
7.9	Compatibilização dos momentos fletores negativos	59
7.10	Correção dos momentos fletores positivos	60
7.11	Cálculo da Armadura	62
7.11.1	Dimensionamento da armadura positiva:	62

7.11.2	Dimensionamento da armadura negativa:	67
7.12	Detalhamento das armaduras	74
7.12.1	Detalhamento das armaduras positivas	74
7.12.2	Detalhamento das armaduras negativas	80
7.12.3	Detalhamento final.....	87
7.13	Reações da laje nas vigas	90
7.14	Verificação ao cisalhamento	93
8	ESCADAS	97
8.1	Considerações iniciais.....	97
8.2	Altura média	99
8.3	Definição dos carregamentos.....	99
8.3.1	Trecho inclinado	99
8.3.2	Patamar	100
8.4	Esforços solicitantes	100
8.5	Dimensionamento da armadura principal.....	101
8.6	Dimensionamento da armadura secundária.....	102
8.7	Verificação da flecha	103
8.8	Verificação ao cisalhamento	106
8.9	Verificação da compressão diagonal do concreto	107
8.10	Empuxo ao vazio.....	107
8.11	Cálculo do comprimento básico de ancoragem	108
8.12	Detalhamento final	109
9	VIGAS	111
9.1	Vãos efetivos.....	111
9.2	Vinculação.....	111
9.3	Pré-dimensionamento	112
9.4	Esforços	112

9.5	Momentos fletores.....	113
9.6	Dimensionamento da armadura longitudinal	113
9.7	Armadura mínima.....	114
9.8	Dimensionamento da armadura transversal.....	115
9.8.1	Verificação das diagonais de compressão	115
9.8.2	Parcela da força cortante resistida pelo concreto	115
9.8.3	Cálculo da armadura transversal	116
9.8.4	Armaduras mínimas	116
9.8.5	Espaçamento entre estribos	117
9.9	Estado Limite de Serviço.....	117
9.9.1	Definição do Estádio.....	117
9.9.2	Estado Limite de Abertura de Fissuras.....	118
9.9.3	Estado Limite de Deformação Excessiva	119
9.10	Armadura longitudinal ao longo da viga	120
9.10.1	Aderência e ancoragem	120
9.10.2	Comprimento de ancoragem	121
9.10.3	Comprimento de ancoragem básico.....	121
9.10.4	Comprimento de ancoragem necessário.....	122
9.10.5	Ganchos de ancoragem nas extremidades das barras ...	123
9.11	Ancoragem nos apoios.....	124
9.11.1	Ancoragem mínima em apoios extremos	125
9.11.2	Ancoragem em apoios intermediários	125
9.12	Ancoragem fora dos apoios	125
10	EXEMPLO DE CÁLCULO – VIGAS.....	127
10.1	Considerações iniciais.....	127
10.2	Vãos efetivos.....	128
10.3	Vinculação.....	128

10.4	Pré-dimensionamento	128
10.5	Definição dos carregamentos.....	129
10.6	Determinação dos esforços solicitantes - ELU	131
10.7	Dimensionamento da armadura longitudinal	133
10.8	Dimensionamento da Armadura Positiva	133
10.9	Seção 17x55	137
10.10	Determinação dos esforços solicitantes – ELU	139
10.11	Dimensionamento da armadura longitudinal	140
10.11.1	Dimensionamento da Armadura Positiva	141
10.11.2	Dimensionamento da Armadura Negativa	143
10.12	Dimensionamento da armadura transversal.....	146
10.12.1	Verificação das diagonais de compressão	146
10.12.2	Parcela de força cortante resistida pelo concreto	147
10.12.3	Cálculo da armadura transversal	147
10.13	Estado Limite de Serviço.....	149
10.13.1	Estado Limite de Abertura de Fissuras.....	149
10.13.2	Estado Limite de Deformação Excessiva	151
10.14	Detalhamento da armadura.....	157
10.14.1	Deslocamento do diagrama de momentos fletores	157
10.14.2	Armadura no apoio extremo P8.....	158
10.14.3	Armadura no apoio extremo P2.....	160
10.14.4	Armadura no apoio intermediário P5	163
10.14.5	Detalhamento das armaduras negativas	164
10.14.6	Detalhamento das armaduras positivas	165
10.14.7	Detalhamento final.....	167
11	PILARES.....	169
11.1	Classificação quanto a posição em planta	170

11.2	Dimensões limites	170
11.2.1	Dimensões Mínimas	170
11.2.2	Dimensões máximas	171
11.3	Esforços solicitantes – 1ª Ordem	171
11.4	Comprimento equivalente	172
11.5	Índice de esbeltez	173
11.5.1	Esbeltez limite	173
11.5.2	Índice de Esbeltez máximo	174
11.5.3	Classificação quanto à esbeltez	174
11.6	Excentricidade inicial - 1ª Ordem	175
11.7	Momento mínimo	176
11.8	Determinação dos efeitos de 2ª Ordem	176
11.9	Dimensionamento da armadura longitudinal	177
11.9.1	Armadura Longitudinal Mínima.....	177
11.9.2	Armadura Longitudinal Máxima	178
11.9.3	Distribuição das barras longitudinais	178
11.9.4	Espaçamento das Barras Longitudinais	178
11.10	Dimensionamento da armadura transversal.....	178
11.10.1	Diâmetro dos estribos.....	179
11.10.2	Espaçamento longitudinal dos estribos	179
11.10.3	Estribos Suplementares	179
12	PILAR 2 – PILAR DE EXTREMIDADE	180
12.1	Situação	180
12.2	Carregamentos	180
12.2.1	Momentos iniciais (viga – pilar)	181
12.3	Esforços solicitantes iniciais.....	182
12.4	Momentos mínimos	182

12.5	Esforços de Primeira ordem a considerar	183
12.6	Comprimento equivalente	183
12.7	Índice de esbeltez	183
12.8	Esbeltez limite	183
12.9	Esforços de Segunda ordem	184
12.10	Situações de cálculo	185
12.11	Dimensionamento da armadura longitudinal	185
12.12	Detalhamento da armadura longitudinal.....	186
12.13	Detalhamento da armadura transversal	187
12.14	Detalhamento final	188
13	PILAR 1 – PILAR DE CANTO.....	189
13.1	Situação	189
13.2	Carregamentos	189
13.3	Momento iniciais (viga – pilar).....	190
13.4	Esforços solicitantes iniciais.....	191
13.5	Momentos mínimos	191
13.6	Esforços de Primeira ordem a considerar	192
13.7	Comprimento equivalente	192
13.8	Índice de esbeltez	192
13.9	Esbeltez limite	192
13.10	Situações de cálculo	193
13.11	Dimensionamento da armadura longitudinal	193
13.12	Detalhamento da armadura longitudinal.....	194
13.13	Detalhamento da armadura transversal	195
13.14	Detalhamento final	196
14	PILAR 5 – PILAR INTERMEDIÁRIO	197
14.1	Situação	197

14.2	Carregamentos	197
14.3	Momentos iniciais (viga – pilar)	198
14.4	Esforços solicitantes iniciais	198
14.5	Momentos mínimos	199
14.6	Esforços de Primeira ordem a considerar	199
14.7	Comprimento equivalente	199
14.8	Índice de esbeltez	199
14.9	Esbeltez limite	200
14.10	Esforços de Segunda ordem	200
14.11	Situações de cálculo	201
14.12	Dimensionamento da armadura longitudinal	201
14.13	Detalhamento da armadura longitudinal	202
14.14	Detalhamento da armadura transversal	203
14.15	Detalhamento final	204
15	FUNDAÇÕES	205
15.1	Sapatas em Concreto Armado	205
15.2	Dimensões da Sapata	206
15.3	Cálculo dos Esforços	207
15.4	Dimensionamento da Armadura	207
15.5	Verificação a Tensão Cisalhante	208
16	DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES	209
16.1	Considerações iniciais	209
16.2	Dimensões da Sapata	209
16.3	Cálculo dos Esforços	210
16.4	Dimensionamento da Armadura	210
16.5	Detalhamento da Armadura	211
16.6	Verificação a tensão cisalhante	212

16.7	Detalhamento final	213
17	CONCLUSÃO	214
18	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	216
APÊNDICES:		218
Apêndice A –		218
Apêndice B –		229
Apêndice C –		245
Apêndice D –		250
Apêndice E –		255
ANEXO A.....		256

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Classe de Agressividade Ambiental	9
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	9
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	10
Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	14
Tabela 5 - Valores do coeficiente γ_{f2}	14
Tabela 6 - Combinações últimas	15
Tabela 7 - Combinações de serviço	16
Tabela 8 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	37
Tabela 9 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	38
Tabela 10 - Diâmetro dos pinos de dobramento	123
Tabela 11 - Reações das Lajes na Viga V14	129
Tabela 12 - Valores do Coeficiente adicional	171
Tabela 13 - Resumo Carregamentos P2	181
Tabela 14 - Carregamentos P2 Corrigidos	181
Tabela 15 - Resumo Carregamentos P1	190
Tabela 16 - Carregamentos P1 Corrigidos	190
Tabela 17 - Resumo Carregamentos P5	198
Tabela 18- Carregamentos P5 Corrigidos	198

Lista de Figuras

Figura 1 - Formas Pavimento Tipo	18
Figura 2 – Vão livre e vão teórico	20
Figura 3 - Vinculação das placas isoladas	21
Figura 4 - Representação dos tipos de vínculo	22
Figura 5 - Carga de parede no menor vão	24
Figura 6 - Carga de parede no maior vão	25
Figura 7 - Lajes com dois engastes	27
Figura 8 - Lajes com um apoio e um engaste	27
Figura 9 - Lajes com dois apoios	27
Figura 10 - Compatibilização de momentos fletores	28

Figura 11 - Método das áreas para reações de apoio	33
Figura 12 - Método das áreas para reação de apoio	33
Figura 13 - Comprimento da armadura negativa	40
Figura 14 - Resumo das Lajes do Pavimento Tipo	41
Figura 15 - Vinculação das Lajes 4, 6 e 7	44
Figura 16 - Obtenção dos Momentos da Laje 7 pelo Ftool	50
Figura 18 - Momentos antes da Compatibilização	58
Figura 19 - Resumo dos Momentos Fletores Compatibilizados	61
Figura 20 - Momentos após Compatibilização	61
Figura 21 - Resumo das armaduras calculadas.....	73
Figura 22 - Detalhe da Armadura Negativa na Laje 7.....	87
Figura 23 - Resumo das Armaduras positivas	88
Figura 24 - Resumo das Armaduras negativas.....	89
Figura 25- Reações de apoio Laje 7	92
Figura 26 - Resumo das Reações de Apoio	93
Figura 27 - Planta Esquemática da Escada	98
Figura 28 - Corte Esquemático da Escada	98
Figura 29 - Modelo Estático da Escada	101
Figura 30 – Reações de Apoio e Diagrama de Momentos Fletores da Escada.....	101
Figura 31 - Carregamento da Escada no ELS	104
Figura 32 - Momentos de Serviço da Escada	104
Figura 33 - Flecha Imediata da Escada	105
Figura 34 - Empuxo ao vazio	108
Figura 35 - Detalhamento Correto das armaduras.....	108
Figura 36 - Forma da Escada	109
Figura 37 - Seção A-A da Escada.....	110
Figura 38 - Seção B-B da Escada.....	110
Figura 39 - Seção C-C da Escada	110
Figura 40 – Ganchos	123
Figura 41 - Viga V14 Pavimento Tipo	127
Figura 42 - Reações de apoio da Viga V2	131
Figura 43 - Carregamento na V14	131
Figura 44 - Diagrama de Momentos Fletores da V14	132

Figura 45 - Diagrama de Esforço Cortante da V14	132
Figura 46 - Carregamento V14 (15x55)	139
Figura 47 - Momentos Fletores V14 (15x55).....	140
Figura 48 - Esforços Cortantes V14 (15x55).....	140
Figura 49 - Carregamento V14 (ELS-F)	149
Figura 50 - Diagrama Momentos Fletores V14 (ELS-F).....	150
Figura 51 - Carregamento V14 (ELS-QP)	152
Figura 52 - Diagrama Momentos Fletores V14 (ELS-QP).....	153
Figura 53 - Diagrama de Deslocamentos da V14	156
Figura 54 - Diagrama de Momentos antes da decalagem	157
Figura 55 - Diagrama decalado.....	158
Figura 56 - Armaduras negativas no diagrama decalado	165
Figura 57 - Armaduras positivas no diagrama decalado	166
Figura 58 - Seções da Viga V14	167
Figura 59 - Detalhamento da Viga V1	168
Figura 60 - Comprimento Equivalente	172
Figura 61 - Situação do Pilar P2	180
Figura 62 - Resumo dos Momentos em X P2	182
Figura 63 - Detalhamento Pilar P2.....	188
Figura 64 - Situação do Pilar P1	189
Figura 65 - Resumo dos Momentos em P1.....	191
Figura 66 - Detalhamento Pilar P1	196
Figura 67 - Situação do Pilar P5	197
Figura 68 - Detalhamento Pilar P2.....	204
Figura 69 - Sapata rígida	206
Figura 70 - Detalhamento Sapata S5.....	213

1 INTRODUÇÃO

Com a conclusão das disciplinas da área de estruturas cursadas ao longo da graduação, este trabalho vem com o intuito de aplicar o conhecimento, bem como agregar novos conteúdos necessários ao desenvolvimento deste.

O trabalho tem como objetivo apresentar as diversas etapas de um projeto estrutural, desde a escolha do projeto arquitetônico, a concepção estrutural da edificação, o dimensionamento de elementos estruturais, bem como seu detalhamento.

É de conhecimento que hoje existe uma grande variedade de softwares computacionais, que agilizam muito todo este processo, e facilita a realização de um projeto estrutural. Porém, estes programas podem se tornar ferramentas muito perigosas nas mãos de alguém que não tenha conhecimento suficiente para entender todo o processo que se desenvolve por trás deles. A experiência do engenheiro dentro de um projeto, conhecendo todas as etapas, tomando as decisões mais adequadas, sabendo resolver os eventuais problemas é de fundamental importância. Vale lembrar que os programas jamais farão o papel do engenheiro, eles apenas servem como uma ferramenta.

Conforme o que foi dito acima, acredita-se que é necessário passar por todas as etapas de um projeto antes de se aventurar entre tais programas, então este trabalho será executado através de cálculos manuais com o auxílio de planilhas eletrônicas Excel, bem como do software Ftool.

O objetivo ao final do trabalho é o de adquirir um conhecimento mais amplo a respeito de projetos estruturais e obter uma experiência inicial nesta área.

2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

2.1 Projeto Arquitetônico

A estrutura dimensionada é a de um edifício residencial multifamiliar, localizada no bairro Serraria, na cidade de São José, Santa Catarina. É composta por um pavimento térreo com área construída de 228 m² e três pavimentos tipo com área de 228 m² cada.

Cada pavimento tipo possui quatro apartamentos com área de 52 m², contendo dois quartos, um banheiro, uma sala e cozinha conjugada.

O pavimento térreo é destinado à garagem para carros, hall de acesso, e escada.

O projeto arquitetônico possui como características pé direito de 2,88 m, paredes internas e externas em alvenaria, com espessura de 15 cm, piso cerâmico e telhas de fibrocimento em sua cobertura. O projeto arquitetônico completo, com planta baixa e corte, está apresentado no Anexo A deste trabalho.

2.2 Vento

Antigamente, a ação do vento nas estruturas apenas era considerada nas estruturas nos casos em que essa ação produzisse efeitos estáticos ou dinâmicos importantes, e era obrigatoriamente levada em conta quando uma edificação apresentasse altura maior que quatro vezes a menor dimensão em planta, ou quando os pórticos em uma direção tivessem menos do que quatro pilares alinhados.

Hoje, de acordo com a ABNT NBR 6118:2007, os esforços devido à ação do vento deverão ser considerados em todas as situações, sendo que esses esforços são determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123:1988, permitindo o emprego de simplificações previstas em normas brasileiras específicas.

Como este trabalho em questão tem como objetivo o dimensionamento e detalhamento da estrutura de forma manual, algumas simplificações foram adotadas no modelo de cálculo, o que acarretou na desconconsideração da ação do vento. Porém, vale a lembrança de jamais desconconsiderar essa ação no projeto de uma estrutura.

2.3 Efeitos globais de 2ª ordem

De acordo com a NBR 6118:2007, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente sob ação das cargas verticais e horizontais. Os esforços de 2ª ordem que são gerados desses deslocamentos são conhecidos como efeitos globais de 2ª ordem.

As estruturas podem ser definidas como sendo de nós fixos ou de nós móveis de acordo com os acréscimos nos efeitos de 1ª ordem, sendo consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais são pequenos e os efeitos de segunda são desprezíveis (inferiores a 10% dos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas é suficiente considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

Nas estruturas de nós móveis os efeitos de 2ª ordem ultrapassam 10% os efeitos de 1ª ordem, sendo então considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

A norma fornece processos aproximados para classificar a estrutura como de nós fixos ou nós móveis, ou seja, verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem. Estes processos são: verificação do parâmetro de instabilidade (α) e coeficiente γ_z , respectivamente os itens 15.5.2 e 15.5.3.

Por simplificação, no presente trabalho, serão adotadas estruturas de nós fixos, e apenas serão considerados os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

2.4 Critérios adotados

O projeto será executado em concreto armado, e serão adotadas lajes maciças, que foi o tipo mais abordado ao decorrer do curso. As lajes serão apoiadas em vigas retangulares, e conforme já foi comentado, a ação do vento não será levada em conta, logo as cargas as quais a estrutura estará submetida são verticais, devido ao peso próprio dos elementos e às ações variáveis de uso.

O dimensionamento será baseado no método dos estados limites, com uso das considerações relativas ao processo manual, a auxílio de tabelas e ábacos.

Com os esclarecimentos iniciais, procede-se para as considerações iniciais adotadas para o projeto.

Tendo a localização do edifício situada no município de São José, Santa Catarina, admite-se classe de agressividade ambiental II, com cobrimento nominal de 30 mm para vigas e pilares, 25 mm na parte inferior de lajes e 15 mm na parte superior. O concreto armado usado no projeto terá como resistência característica a compressão o valor de 30 MPa, com massa específica admitida de 2.500 kg/m³, devido à falta de ensaios. O aço será o CA 50, com o valor de 210.000 MPa como módulo de elasticidade.

As verificações serão feitas com a combinação última normal e combinações de serviço.

Os valores de pesos específicos dos materiais e das cargas acidentais são obtidos através da NBR 6120:1980 e estarão descritos nos exemplos de cálculo posteriores.

3 CONCRETO ARMADO

3.1 Introdução ao Concreto Armado

O concreto é o material estrutural mais utilizado no mundo. Ele é utilizado na construção, sendo obtido através de uma mistura adequada de Cimento Portland, água, agregado miúdo e agregado graúdo. A sua associação com o aço dá origem ao concreto armado, onde os dois materiais devem resistir solidariamente aos esforços solicitantes.

Possui como forte característica sua alta resistência à compressão e baixa resistência à tração, ocasionando aos elementos o surgimento de fissuras e rompimento frágil na zona tracionada.

O aço é uma liga metálica, e apresenta alta resistência à tração, que é o seu principal uso em estruturas de Concreto Armado. É escolhido para acompanhar o concreto, devido aos dois materiais apresentarem coeficiente de dilatação térmica similar, evitando grandes tensões internas entre os materiais, como no caso de variação de temperatura. Ele é posicionado adequadamente na peça estrutural para resistir a esforços de tração, porém, ele também pode e é utilizado em regiões comprimidas, como no caso de pilares e na zona de compressão das vigas.

3.2 Massa específica

A NBR 6118:2007 se aplica a concretos com massa específica normal entre 2.000 kg/m^3 e 2.800 kg/m^3 . Se a massa específica real é conhecida, ela pode ser considerada acrescida ao valor de 100 kg/m^3 a 150 kg/m^3 para o concreto armado, contudo quando não sabemos o seu verdadeiro valor, para efeitos de cálculo, estipula-se o valor de 2.400 kg/m^3 para o concreto simples e 2.500 kg/m^3 para concreto armado, sendo este valor muito importante para o decorrer do projeto, na determinação do peso próprio das estruturas.

3.3 Resistência à compressão

A resistência à compressão simples, denominada f_c , é a característica mecânica mais importante do concreto. A sua determinação é geralmente realizada

através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, aos 28 dias. No Brasil as normas que padronizam a moldagem e o ensaio são as NBR 5738:94 e NBR 5739:94.

Realizando um ensaio, um grande número de corpos-de-prova tem sua resistência à compressão determinada. Então, para um dado valor de f_c pode ser obtido um gráfico, conhecido como densidade de frequência, que apresenta os valores de f_c versus a quantidade de corpos-de-prova relativos àquele valor. A curva encontrada neste gráfico denomina-se Curva Estatística de Gauss, ou Curva de Distribuição Normal. Desta curva, encontram-se dois valores de grande importância: a resistência média do concreto à compressão f_{cm} , que é a média aritmética dos valores de f_c para o conjunto de corpos-de-prova ensaiados, e a resistência característica do concreto à compressão f_{ck} , que é definida como a resistência que tem apenas 5% de probabilidade de ser ultrapassada no sentido desfavorável. Dadas as propriedades da curva de distribuição normal, este último valor é obtido através da fórmula:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65.s$$

Onde s é o desvio padrão, e corresponde a distância entre a abscissa de f_{cm} e a do ponto de inflexão da curva, ou seja, o ponto onde a curva muda de concavidade.

O valor de 1,65 corresponde ao quantil de 5%, ou seja, apenas 5% dos corpos-de-prova possuem resistência a compressão menor que a resistência característica.

Portanto, para fins de projeto, segundo a NBR 6118:2007 nos importa a resistência característica aos 28 dias de idade. Na prática, é papel do projetista estipular um valor de f_{ck} a ser utilizado no dimensionamento, e ao engenheiro responsável pela obra o papel de efetuar os ensaios e comprovar a resistência adequada.

Para segurança, é adotada a resistência de cálculo f_{cd} , como sendo a resistência característica dividida por um coeficiente de minoração γ_c (tabela 12.1 NBR 6118:2007), onde este coeficiente tem o objetivo de considerar a variabilidade das resistências e a possível diferença apresentada em obra. A resistência de cálculo é dada pela expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

3.4 Resistência à tração

Deve ser obtida, preferencialmente, por ensaios, sendo o mais comum no Brasil o ensaio de compressão diametral. A resistência, assim como na compressão, também apresenta variabilidade, portanto o seu valor médio e característico é obtido do mesmo modo.

Na falta de ensaios, o seu valor médio pode ser obtido em função da resistência característica do concreto a compressão, por meio das seguintes equações:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \qquad f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \qquad f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$$

Onde:

$f_{ct,m}$: Resistência característica média à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$: Resistência característica à tração inferior do concreto;

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica à tração superior do concreto;

* $f_{ct,m}$ e f_{ck} em MPa.

3.5 Módulo de Elasticidade

É um parâmetro relativo a deformação do concreto quando submetido a ação de tensões, e é obtido através de um diagrama tensão versus deformação, no ensaio de compressão centrada. O módulo de deformação tangente E_{ci} , depende do valor da resistência à compressão do concreto.

Segundo a NBR 6118:2007, quando não forem realizados ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de Elasticidade usando as expressões:

$$E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ (com } E_{ci} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa)}$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$$

Onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto.

3.6 Aços para Concreto Armado

O concreto apresenta resistência a tração baixa, e com isso o aço é usado principalmente com a função de resistir a estes esforços.

Os aços para concreto armado são denominados: CA 25, CA 50, CA 60, onde o prefixo “CA” indica aço para concreto armado e o número indica a tensão de escoamento do aço em kN/cm^2 .

Elementos de aço podem ser classificados como:

- Barra: produtos com diâmetro nominal igual ou superior a 5 mm obtidos exclusivamente, por laminação a quente (CAS 25 e CA 50). As barras tem comprimento usual de 11 a 12 m.

- Fios: produtos com diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente (CA 60). Os fios são, geralmente, fornecidos em rolo.

O módulo de elasticidade, na ausência de resultados do fabricante é de 210.000 MPa.

3.7 Durabilidade da Estrutura

A integridade da estrutura durante sua vida útil depende da qualidade da estrutura. Este requisito está diretamente ligado com a durabilidade, capacidade resistente e o desempenho em serviço da estrutura, conforme classifica a NBR 6118:2007.

Os parâmetros de durabilidade são altamente dependentes das características do concreto, do cobrimento de proteção da armadura e da relação água-cimento, visando a não deterioração precoce da estrutura.

3.7.1 Classe de agressividade ambiental

A agressividade a qual a estrutura ficará exposta é um dos fatores mais importantes a serem considerados no dimensionamento, pois a corrosão de armaduras interfere diretamente na vida útil da estrutura.

A classe de agressividade ambiental é classificada de acordo com a exposição da estrutura, conforme tabela a seguir:

Tabela 1 - Classe de Agressividade Ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2007

3.7.2 Relação água/cimento e Classe de Concreto

De acordo com a classe de agressividade ambiental, são impostos limites de qualidade do concreto quanto à sua relação água/cimento e resistência.

Os valores seguem conforme tabela abaixo:

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2007 (Tabela 7.1)

3.7.3 Cobrimento nominal

Cobrimento é a espessura da camada de concreto que será responsável pela proteção das barras às ações externas, principalmente à corrosão. O mesmo depende da classe de agressividade ambiental.

De acordo com a NBR 6118:2007, as dimensões devem respeitar o cobrimento nominal C_{nom} , que consiste no cobrimento mínimo C_{min} acrescido de uma tolerância de execução Δ_c , como garantia da execução com o cobrimento mínimo na obra.

Se existir um controle rígido de qualidade pode ser adotada uma tolerância de 5 mm, devendo ser indicado no projeto.

Nas obras correntes recomenda-se o uso de $\Delta_c = 10$ mm ou maior. Para face superior de lajes e vigas que serão revestidas com contrapiso e pisos cerâmicos, deve ser adotado um cobrimento nominal maior ou igual a 1,5 cm.

Deve-se projetar a estrutura respeitando-se o cobrimento nominal conforme a tabela a seguir:

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2007 (Tabela 7.2)

4 QUALIDADE E SEGURANÇA

4.1 Qualidade e Segurança da Estrutura

A estrutura deve atender a requisitos de qualidade e segurança durante toda a sua construção e seu tempo de utilização. Deve suportar as ações impostas sem ocorrência de ruptura ou ruína, se manter em plenas condições de uso, sem apresentar deformações excessivas que possam causar danos em elementos não estruturais e desconforto, e manter-se em bom estado de conservação, evitando a necessidade de reparos.

Deve apresentar segurança ao usuário, conforto e estabilidade, suportando as solicitações impostas sem apresentar ruptura, fissuração excessiva e deformações ou vibrações indesejáveis, ao longo de sua vida útil. Quando a estrutura apresenta desempenho inadequado, diz-se que a mesma atingiu o estado limite, e não satisfaz assim as condições previstas para o seu uso ou encontra-se imprópria. Os estados limites a serem considerados e verificados são divididos em, estado limite último, e estado limite de serviço.

4.2 Segurança – Estados Limites

A NBR 6118:2007 define que os esforços e deformações causados por solicitações nas estruturas devem obedecer Estados Limites Último e de Serviço. Estes estão relacionados respectivamente a ruína da estrutura e a sua utilização.

Uma estrutura ultrapassa o Estado Limite de Serviço quando não atende mais aos requisitos de estabilidade, conforto e durabilidade exigidos pela Norma durante o dimensionamento.

Uma estrutura é dita segura, quando as solicitações são menores do que as resistências para qualquer Estado Limite considerado. A margem de segurança no dimensionamento é obtida através da introdução de coeficientes de ponderação. Com o uso desses coeficientes as ações são majoradas e as resistências dos materiais minoradas, ocasionando folga na resistência, com uma margem de segurança. Portanto, percebe-se que para existir uma ruptura real da estrutura, ela

provavelmente estaria submetida a carregamentos muito maiores que os para os quais ela foi dimensionada.

4.2.1 Estado Limite Último

É neste estado limite que o dimensionamento da estrutura é baseado. Nele, é verificado se a estrutura projetada é resistente o bastante para que não colapse.

Este estado caracteriza-se por:

- Resistência da estrutura ultrapassada;
- Perda de equilíbrio global ou parcial;
- Instabilidade dinâmica;
- Fadiga;
- Flambagem;
- Aderência ultrapassada: escorregamento da barra.

4.2.2 Estado Limite de Serviço

Este estado limite é relacionado ao conforto, aparência e funcionalidade da estrutura. Nele a estrutura pode não ter atingido sua máxima capacidade resistente, mas seu uso pode ficar inviabilizado por apresentar condições precárias em serviço.

Ele é verificado com a apresentação de:

- Abertura de fissuras;
- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas.

4.3 Ações

Denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influências, que seja capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura.

Segundo a NBR 6118:2007, deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança, considerando os possíveis estados limites últimos e os de serviço. As ações são classificadas pela

ABNT NBR 8681:2003 conforme sua variabilidade no tempo, em: permanentes, variáveis e excepcionais.

4.3.1 Ações permanentes

São aquelas que atuam com valores praticamente constantes durante a vida útil da construção ou crescem até a sua estabilização. Podem ser subdivididas em permanentes diretas, como o peso próprio da estrutura, e ações permanente indiretas, como a retração do concreto, e as imperfeições geométricas.

4.3.2 Ações variáveis

Ações que durante a vida da estrutura, apresentam grandes variações. Estão subdivididas em ações variáveis diretas, como por exemplo, as cargas devido ao vento ou à chuva, e ações variáveis indiretas, como as tensões geradas por variações de temperatura e ações dinâmicas.

4.3.3 Ações excepcionais

Correspondem às ações de duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que em alguns projetos de determinadas estruturas devem ser considerados. Exemplos destas ações são: explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou abalos sísmicos.

4.3.4 Coeficientes de ponderação das ações

As ações de cálculo são obtidas majorando os valores característicos através de coeficientes parciais de segurança γ_f para cada estado limite. Este por sua vez é o produto de três fatores:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Em que:

γ_{f1} - para a variabilidade das ações;

γ_{f2} - para a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} - para os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por desvios gerados na construção, ou deficiência do método de cálculo.

Os valores dos coeficientes de majoração e minoração encontram-se a seguir:

Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118:2007(Tabela 11.1)

Tabela 5 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
²⁾ Edifícios residenciais.
³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Para estado limite último, pode-se considerar $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ e para estado limite de serviço a consideração em geral é $\gamma_f = \gamma_{f2}$, em que:

$\gamma_{f1} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

4.4 Combinações de ações

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido.

A combinação das ações tem que ser realizada de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites último e de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de serviço respectivamente. Em todas as combinações possíveis, as ações permanentes devem ser tomadas em sua totalidade, e as ações variáveis devem ser tomadas com somente as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

4.4.1 Combinações últimas

As combinações últimas dividem-se em normais (ações permanentes e variáveis), especiais ou de construção (carregamento de construção), e excepcionais (abalos sísmicos).

A seguir, uma tabela que demonstra as formas possíveis de combinações:

Tabela 6 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sq} F_{sqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{qi} F_{qik}) + \gamma_{sq} \psi_{os} F_{sqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{qi} Q_{ik}$
Especiais ou de construção ²⁾		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sq} F_{sqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{qi} F_{qik}) + \gamma_{sq} \psi_{os} F_{sqk}$
Excepcionais ²⁾		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{sq} F_{sqk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{qi} F_{qik} + \gamma_{sq} \psi_{os} F_{sqk}$

4.4.2 Combinações de serviço

De acordo com o seu tempo de atuação nas estruturas, estas são classificadas como:

- Combinações quase permanentes, são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformação excessiva.
- Combinações frequentes, que é onde as ações se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras, abertura de fissuras e vibrações excessivas.
- Combinações raras, onde as ações ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Na tabela a seguir, são detalhadas as combinações de serviço:

Tabela 7 - Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_2 F_{qik}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qik}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qik}$
Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2007 (Tabela 11.4)

5 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Tendo posse do projeto arquitetônico, uma etapa fundamental para o projeto é o lançamento estrutural, o qual servirá como base para todo o dimensionamento e detalhamento da estrutura.

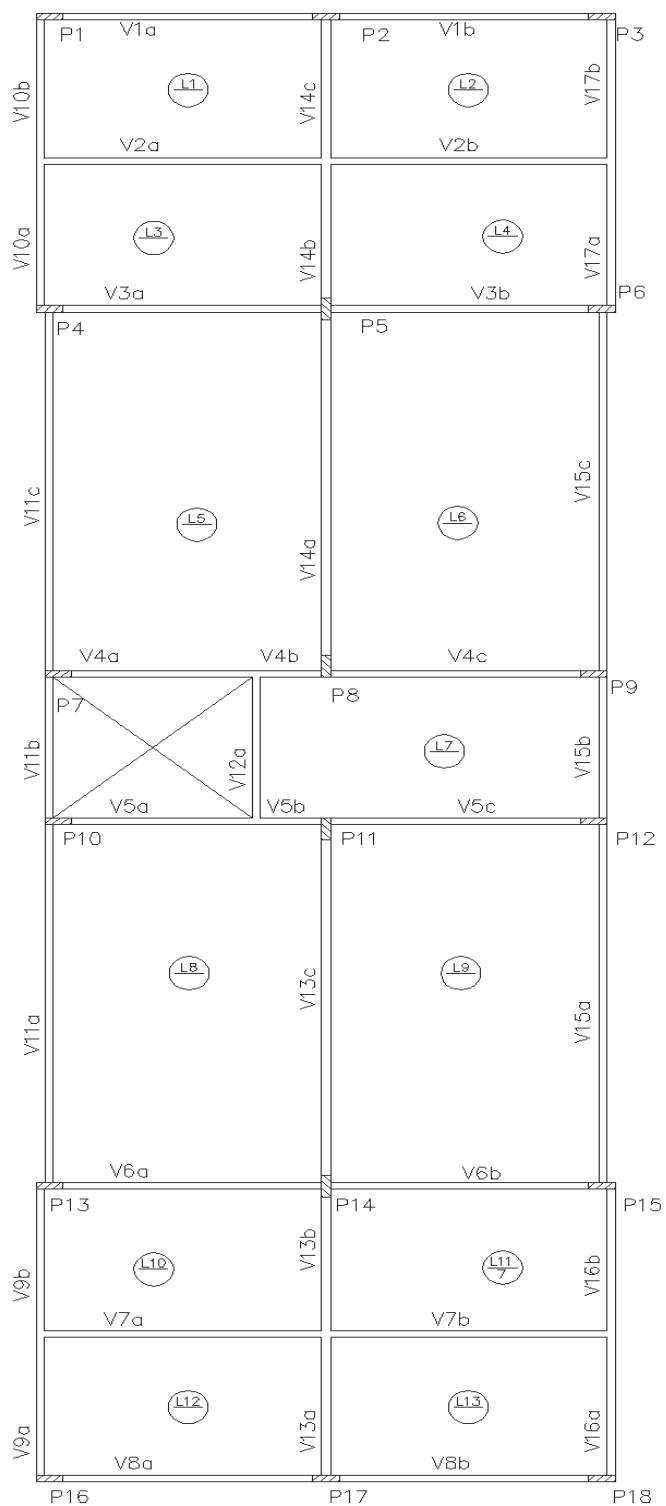
Consiste em escolher os elementos e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural capaz de absorver os esforços das ações atuantes e transmiti-los a fundação. A escolha é definida de maneira que as formas sejam compatíveis com os projetos arquitetônico, elétrico e hidrossanitário, e sejam atendidos os requisitos de qualidade estabelecidos.

Para o posicionamento dos elementos estruturais, alguns critérios adotados neste projeto, foram os seguintes:

- Posicionar preferencialmente, os pilares nos cantos das edificações, e nos encontros de vigas, sempre procurando os distanciar entre 3 a 7 m;
- Escolha de posições não muito nobres no pavimento tipo da edificação para o posicionamento dos pilares, evitando que os mesmos fiquem aparentes;
- Compatibilização das posições lançadas no tipo, com o pavimento térreo, respeitando o posicionamento das garagens;
- Vigas foram demarcadas buscando a união dos pilares, e também preferencialmente nos locais que possuem paredes, evitando assim que as mesmas se apoiem diretamente sobre a laje, e inclusive assim tentando esconde-las nas paredes;
- Procurar delimitar os painéis de lajes maciças com vão de 3x3 a 7x7m em lajes bidirecionais, e de 2 a 5m (menor vão) em lajes unidirecionais. Estes limites buscam uma estrutura mais econômica, pois com lajes muito pequenas, o número de vigas aumenta, tornando o custo de formas elevado. Já lajes muito grandes tornam necessárias espessuras muito elevadas e muita armadura, e levam a reações bem maiores sobre as vigas;
- Apoiar vigas em outras vigas, com o intuito de reduzir tamanho das lajes, tendo como um parâmetro limite, que as cargas antes de alcançarem um pilar, não passem por mais que três vigas.

Observados todos os critérios acima citados, realizou-se a concepção estrutural da edificação, e foi então gerada uma planta de formas, a qual está contida em anexo A. A seguir, a Figura 1 ilustra a forma do pavimento tipo:

Figura 1 - Formas Pavimento Tipo



6 LAJES

As lajes são elementos planos com dimensões muito maiores que a espessura, que tem a função de receber os carregamentos atuantes provenientes do uso da edificação e transferi-los para os apoios. Neste projeto, os apoios das lajes serão as vigas. Serão utilizadas lajes maciças, nas quais todo o volume é composto por concreto, armaduras longitudinais de flexão, e se necessário armaduras transversais.

O dimensionamento será efetuado pelo método elástico, também conhecido por teoria das placas delgadas. As considerações feitas com intuito de facilitar o emprego das condições de contorno são:

- Não ocorre transmissão de momentos de torção das lajes para as vigas, sendo assim, a ação das lajes ocorre apenas por forças verticais, devido a consideração de equilíbrio entre os momentos nas lajes;
- As ações das lajes são uniformemente distribuídas nas vigas, e das vigas são transmitidas aos pilares;
- As vigas de contorno não se deslocam na direção vertical;
- A rotação das placas no contorno é livre (apoio simples) ou totalmente impedida (engastada).

6.1 Vãos efetivos

Os vãos efetivos podem ser calculados pela expressão abaixo, desde que seus apoios possam ser considerados suficientemente rígidos à translação vertical.

$$l_{ef} = a_1 + l_0 + a_2$$

Onde:

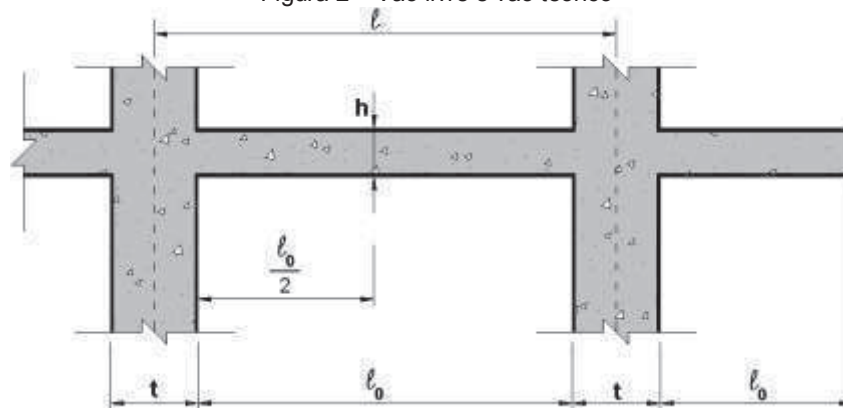
l_0 é a distância entre faces internas de dois apoios consecutivos;

a_1 é o menor valor entre $\begin{cases} t_1/2 \\ 0,3h \end{cases}$, sendo t_1 a largura do apoio à esquerda;

a_2 é o menor valor entre $\begin{cases} t_2/2 \\ 0,3h \end{cases}$, sendo t_2 a largura do apoio à direita;

h é a altura da laje.

Figura 2 – Vão livre e vão teórico



Fonte: PINHEIRO, 2007

Nos casos correntes é usual adotar como vão teórico a largura até o centro dos apoios, devido a diferença ser muito pequena entre os critérios, o que não apresenta diferenças significativas no dimensionamento.

6.2 Armaduras nas lajes

As lajes serão categorizadas conforme o tipo de armação, sendo armadas em uma direção (unidirecional) ou em duas direções (bidirecional).

Para podermos identificar o seu tipo, é necessário o cálculo do parâmetro λ , que reflete a geometria da laje, expresso por:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Onde:

l_x é o menor vão efetivo.

l_y é o maior vão efetivo;

Se $\lambda \leq 2$, laje bidirecional.

Se $\lambda > 2$, laje unidirecional.

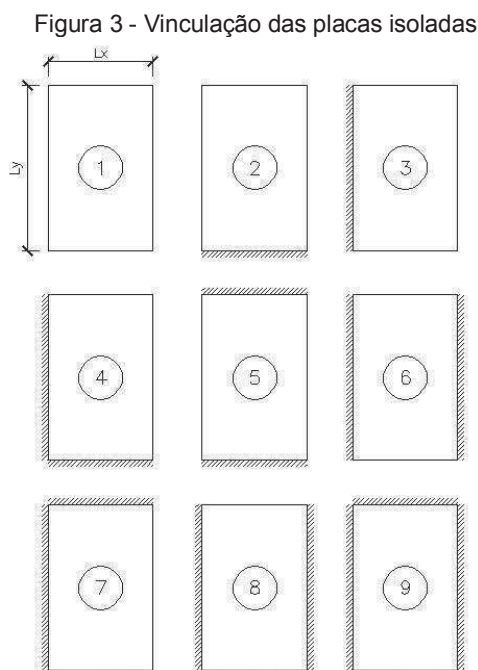
Nas lajes unidirecionais, é considerado que a laje trabalha em uma direção, a do menor vão, sendo armada apenas nessa direção. Na outra são colocadas apenas armaduras construtivas ou mínimas exigidas. O seu dimensionamento é semelhante ao de uma viga submetida a um carregamento vertical, pois é considerado que a laje é apoiada apenas no sentido do menor vão.

Já as lajes bidirecionais trabalham em duas direções e são armada em ambas. Nesse caso o dimensionamento é feito destacando-se duas faixas ortogonais e considerando-as apoiadas, cada qual em sua respectiva direção.

6.3 Vinculação

Na consideração de placas, as lajes são admitidas inicialmente isoladas para os cálculos, e identificar os vínculos com os outros elementos é uma tarefa importante para consideração posterior de comportamento conjunto com as outras lajes e reações nas vigas.

Existem três tipos de vinculação para as bordas de uma laje: borda livre, borda simplesmente apoiada e borda engastada. Essas três abordam facilmente casos para lajes unidirecionais, onde o dimensionamento é realizado para a direção principal, já no cálculo de lajes bidirecionais, os momentos fletores nas duas direções são relevantes, o que dificulta os cálculos, motivando assim a confecção de quadros e tabelas, visando facilitar a determinação dos momentos fletores, flechas e reações. Os casos de vinculação para discretização das lajes são demonstrados na Figura 3 a seguir:



Fonte: Adaptado de CARVALHO e FIGUEIREDO, 2010

Onde:

Figura 4 - Representação dos tipos de vínculo

		
Borda Livre	Borda Engastada	Borda Apoiada

Fonte: Adaptado de PINHEIRO (2007)

As bordas livres caracterizam-se pela ausência de apoios, apresentando, portanto, deslocamentos verticais. Bordas simplesmente apoiadas surgem da ausência de lajes adjacentes, quando a laje adjacente possui espessura significativamente menor ou quando há diferença de nível entre lajes vizinhas.

Nas situações em que as lajes possuírem dimensões semelhantes, as bordas podem ser consideradas engastadas. Lajes menores e menos rígidas são engastadas nas maiores e mais rígidas.

Outras considerações de ordem prática são apresentadas a seguir:

- Nos apoios intermediários ou contínuos, onde houver diferença de nível entre as lajes vizinhas devido a rebaixos, dependendo da magnitude do rebaixo, pode-se desprezar a continuidade e calcular a laje rebaixada supondo tal apoio como simples ou considerar continuidade e calculá-lo como engaste. A laje adjacente deverá ser considerada como apoiada devido a falta de continuidade.

- Quando, no mesmo apoio existir menos de $2/3$ de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas de mesmo nível, despreza-se a continuidade e considera-se tal apoio como simples. Porém, se tiver $2/3$ ou mais de continuidade ao longo do apoio, este será considerado como engaste.

6.4 Ações

As cargas atuantes em uma laje maciça (carga por metro quadrado de laje) são calculadas de maneira usual. Os cálculos são feitos basicamente pela multiplicação da espessura do material com seu peso específico, e pela determinação das cargas acidentais que estarão sujeitas.

6.5 Cargas permanentes

São constituídas pelos pesos próprios dos elementos, e elementos fixos da estrutura. Os valores de pesos específicos aparentes dos materiais foram obtidos da NBR 6120:80.

- Peso próprio estrutural

O peso próprio da laje é o peso do concreto armado que forma a laje maciça. Calculado multiplicando-se a espessura da laje pelo peso específico do concreto armado.

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

Onde:

γ_{conc} é o peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m³.

- Peso de contra-piso

O contra-piso é a camada de argamassa colocada logo acima do concreto da superfície superior das lajes. Também chamado de argamassa de regularização, a sua função é de nivelar e diminuir a rugosidade da laje, preparando-a para receber o revestimento de piso final. O peso dessa camada é calculado em função da sua espessura e do peso específico da argamassa.

$$g_{cp} = \gamma_{arg} \cdot e_{cp}$$

γ_{arg} é de 21 kN/m³ (argamassa de cimento e areia);

e_c é de 3 cm (espessura adotada)

- Revestimento inferior da laje

O peso do revestimento feito na face inferior da laje é calculado em função da espessura do reboco e do peso específico da argamassa.

$$g_{reb} = \gamma_{arg} \cdot e_{reb}$$

γ_{arg} é de 19 kN/m³ (argamassa de cal, cimento e areia);

e_{reb} é de 2 cm (espessura adotada).

- Revestimento cerâmico

O peso do piso colocado sobre as lajes deve ser considerado, e é calculado multiplicando-se a espessura do revestimento cerâmico pelo seu peso específico.

$$g_{rev} = \gamma_{rev} \cdot e_{rev}$$

$\gamma_{cer} = 18 \text{ kN/m}^3$ (peso específico do piso);

e_{rev} é de 2 cm (espessura adotada).

- Paredes

A carga de parede atuando diretamente sobre a laje deve ser determinada em função da armação (uma ou duas direções), sendo necessário conhecer o tipo de alvenaria utilizada, a espessura, a altura e a extensão sobre a laje. Para lajes armadas em duas direções, a carga é distribuída por toda a dimensão da laje. A carga atuante por metro quadrado de laje é encontrada por meio da expressão:

$$g_{\text{par}} = \frac{V_{\text{alv}} \cdot \gamma_{\text{par}}}{l_x \cdot l_y}$$

Onde:

$\gamma_{\text{par}} = 18 \text{ kN/m}^3$ (para alvenaria pronta de tijolos furados)

V_{alv} é o volume de alvenaria sobre a laje (c.h.e);

c é o comprimento da parede;

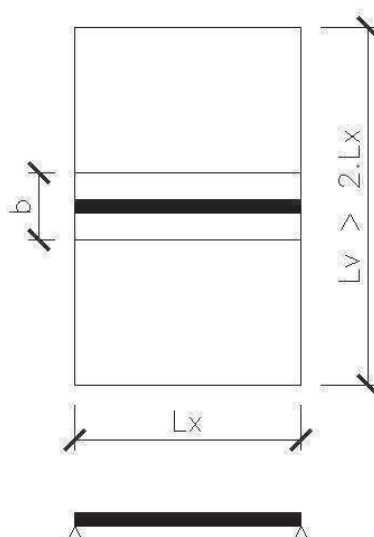
h é a altura da parede;

e é a espessura da parede.

Já para as lajes armadas em uma direção o carregamento considerado pode ser o seguinte:

Segundo o menor vão:

Figura 5 - Carga de parede no menor vão

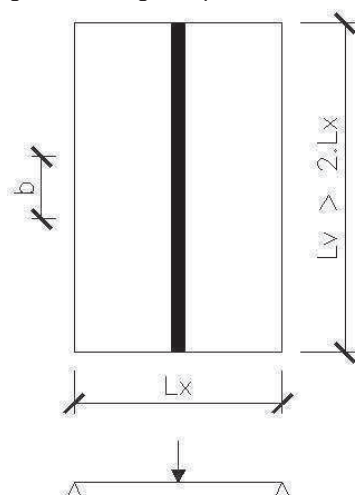


Fonte: Adaptado de PINTO, 2012

$$q = \frac{g_{\text{par}}}{b \cdot l_x}, \text{ onde } b = l_x / 2.$$

Segundo o maior vão

Figura 6 - Carga de parede no maior vão



Fonte: Adaptado de PINTO, 2012

$$q = \frac{g_{\text{par}}}{l_x}$$

Em caso de alvenarias isoladas dispostas segundo o menor e o maior vão, a distribuição será considerada como carregamento uniforme.

• Telhado

As telhas da cobertura serão de fibrocimento, o carregamento incluindo sua estrutura de sustentação será considerado distribuído e com o valor de 0,5 kN/m².

6.5.1 Carga accidental

As cargas accidentais são definidas de acordo com a função da utilização das lajes, e os valores adotados, são de acordo com a NBR 6120:1980.

• Para edifícios residenciais:

Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro = 1,5 kN/m².

Despensa, área de serviço e lavanderia = 2,0 kN/m².

• Forro:

Sem acesso a pessoas = 0,5 kN/m².

6.6 Momentos fletores

6.6.1 Lajes bidirecionais

Para o cálculo dos momentos fletores, serão utilizadas tabelas fundamentais da teoria da elasticidade, desenvolvidas por Bares (1972) e adaptadas para coeficiente de Poisson igual a 0,2 transcritas de Carvalho e Figueiredo Filho (2012). As tabelas fornecem coeficientes de acordo com as vinculações das lajes vistas anteriormente, e da relação entre os vãos. Estas tabelas são usadas para obtenção dos momentos fletores por unidade de largura, em conjunto com as expressões a seguir:

- Momentos máximos positivos nas direções x e y:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \qquad M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

- Momentos máximos negativos nas direções x e y:

$$M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \qquad M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

Onde:

l_x - Menor vão da laje;

p - Carregamento uniformemente distribuído sobre a laje;

$\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$ - coeficientes retirados das tabelas;

M_x e M'_x - Momentos fletores na direção do menor vão l_x (kN.m/m);

M_y e M'_y - Momentos fletores na direção do maior vão l_y (kN.m/m).

6.6.2 Lajes unidirecionais

Para as lajes armadas unidirecionalmente, se considera que o momento é muito mais importante no menor vão, com isso não levando em conta no

dimensionamento o momento do maior vão, onde será utilizada armadura de distribuição.

O dimensionamento desse tipo de laje é semelhante ao de uma viga submetida a um carregamento vertical, onde os momentos positivos e negativos máximos são obtidos de acordo com as fórmulas:

- Para lajes com dois engastes:

$$M^+ = \frac{p.l^2}{24} \qquad M^- = \frac{p.l^2}{12}$$

Figura 7 - Lajes com dois engastes



- Para lajes com um apoio e um engaste:

$$M^+ = \frac{p.l^2}{14,22} \qquad M^- = \frac{p.l^2}{8}$$

Figura 8 - Lajes com um apoio e um engaste



- Para lajes em dois apoios:

$$M^+ = \frac{p.l^2}{8}$$

Figura 9 - Lajes com dois apoios

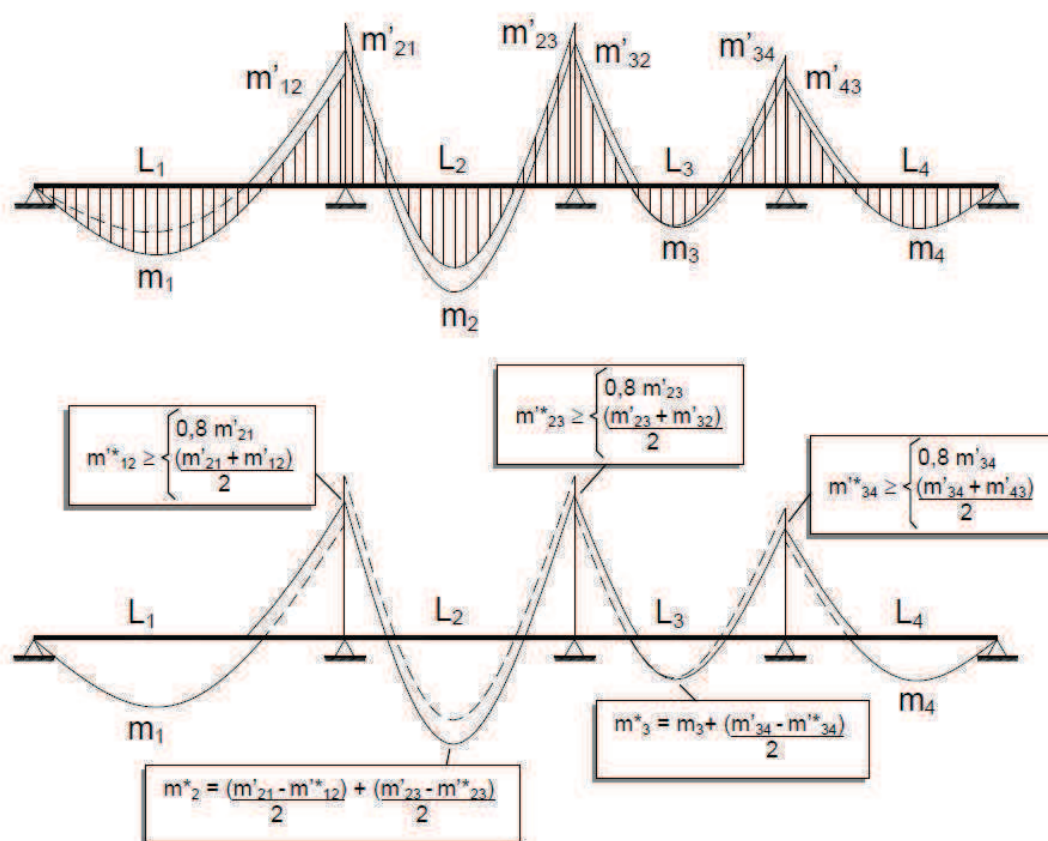


6.6.3 Compatibilização dos momentos fletores

Na obtenção dos momentos fletores nas lajes, eles são calculados como se cada uma fosse um elemento isolado, pois possuem diferenças de vãos, condições de apoio e carregamentos. Com isso cada uma resultará em um valor de momento negativo diferente, porém como as lajes são contínuas, estes momentos deverão ser compatibilizados.

O novo momento negativo deverá ser o maior valor entre a média dos dois momentos ou 80% do maior deles. Com a realização da compatibilização dos momentos negativos, haverá a necessidade de também corrigir os momentos fletores positivos. Porém, nos casos em que essa correção venha a diminuir o valor do momento positivo, esta redução deve ser ignorada a favor da segurança. O procedimento é ilustrado na figura a seguir:

Figura 10 - Compatibilização de momentos fletores



Fonte: PINHEIRO, 2007

- Para vãos extremos: adiciona-se ao momento positivo a metade da variação do momento negativo;
- Para vãos intermediários: adiciona-se ao momento positivo a média entre as variações ocorridas nos momentos negativos, se ocorrer diminuição do momento positivo de um lado e acréscimo do outro, será considerado apenas o acréscimo e ignorada a diminuição.

6.7 Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF)

Na verificação das flechas de uma laje considera-se a existência de fissuras, o momento de inércia, a flecha imediata, deferida e total, comparando aos valores considerados limites de acordo com a norma.

6.7.1 Verificação do estágio

Para que não sejam comprometidas as condições de serviço e a durabilidade da estrutura, deve-se garantir que as aberturas das fissuras fiquem dentro de limites no estado limite último.

A laje será admitida fissurada se o momento nela atuante ultrapassar o momento de fissuração, apresentado pela NBR 6118:2007, em seu item 17.3.1, por:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ para seção retangular;

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ é a resistência à tração direta do concreto;

$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$y_t = \frac{h}{2}$ é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Após a determinação do momento de fissuração, existem duas hipóteses a considerar para o cálculo do momento de inércia e posterior verificação das flechas:

- Caso: $M_a < M_R$:

Quando o momento atuante M_a na laje não ultrapassa o valor do momento de fissuração M_R , admite-se que não há fissuras e a peça trabalha no estágio I, podendo ser usado o momento de inércia da seção bruta do concreto $I_c = \frac{bh^3}{12}$.

- Caso: $M_a > M_R$:

Neste caso, quando o momento atuante M_a na laje for maior que o momento de fissuração M_R , considera-se que há fissuras na laje, e a mesma trabalha no estágio II, sendo necessário o cálculo da inércia equivalente dado, segundo a NBR 6118:2007 por:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

A posição da linha neutra no estágio II é dada por:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s (d - x_{II})^2; \quad \text{sendo } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto;

A_s = área de aço cm^2/m (ELU);

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

d = altura útil;

$b = 1,00 \text{ m}$ (largura).

6.7.2 Flecha imediata

- Lajes unidirecionais

Seu dimensionamento é parecido ao de uma viga, submetida a um carregamento vertical distribuído, e a flecha é determinada por:

$$f_0 = \frac{\alpha}{384} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot I}$$

Onde:

$\alpha = 5$ para lajes com dois apoios;

$\alpha = 1$ para lajes com dois engastes;

$\alpha = 2,07$ para lajes com um apoio e um engaste.

- Lajes bidirecionais

A flecha imediata pode ser obtida através da equação:

$$f_o = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

Onde:

α = coeficiente adimensional tabelado, função do tipo de vinculação e do parâmetro λ ;

b = largura, adotada em 1,00 m;

h = altura da laje;

p = carga com combinação quase permanente;

l_x = menor vão da laje;

$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ = módulo de elasticidade secante do concreto.

6.7.3 Flecha diferida

A flecha adicional diferida é um incremento na flecha ao longo do tempo devido à fluência do concreto, decorrente das cargas de longa duração. Ela pode ser determinada, por aproximação, multiplicando a flecha imediata pelo fator α_f , dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho'} \quad \Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

Em que:

$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$ = taxa de armadura dupla;

ξ é um coeficiente em função do tempo calculado pela seguinte expressão:

$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}$, Para $t \leq 70$ meses;

$\xi(t) = 2$, para $t > 70$ meses (tabela 17.1 NBR 6118:2007).

t = tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 = idade, em meses, relativa à aplicação da carga de longa duração.

6.7.4 Flecha total

O valor da flecha total pode ser obtido multiplicando-se a flecha imediata pelo fator $(1+\alpha_f)$.

Então, a flecha total é dada por:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \cdot f_0$$

6.7.5 Flechas limites

As flechas obtidas não devem ultrapassar os deslocamentos limites estipulados na Tabela 13.2 da NBR 6118:2007. A tabela mostra as várias considerações a serem feitas divididas em quatro grupos. Para o projeto é estipulado o efeito de aceitabilidade sensorial, sendo duas verificações que devem respeitar seus respectivos valores limites:

- Aceitabilidade visual

$$f_{\text{lim}} = \frac{l_x}{250}$$

Deve ser verificado utilizando a combinação quase permanente como carregamento.

Vale observar que para as lajes que recebem carga de parede, deve-se tomar como valor limite $l/500$, sendo que o vão l , deve ser tomado como aquele na direção em que a parede se desenvolve.

- Aceitabilidade de vibrações

$$f_{\text{lim}} = \frac{l_x}{350}$$

Deve ser conferido utilizando a carga acidental como carregamento, conforme exposto na tabela citada anteriormente.

6.8 Reações de apoio

As reações das lajes são transferidas para as vigas de apoio. Essa transferência de carregamento, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento variável e não uniforme ao longo de seu comprimento, o que dificultaria

a obtenção dos esforços nas vigas, porém a NBR 6118:2003 propõe um procedimento que se baseia no comportamento elástico conhecido como processo das áreas.

6.8.1 Método das áreas:

De acordo com a NBR 6118:2007, item 14.7.6.1, pode-se considerar essas reações de apoio de lajes retangulares como uniformemente distribuídas. Para isso deve-se dividir a laje em regiões obtidas de retas inclinadas, traçadas a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:

- 45° entre dois apoios do mesmo vínculo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Essas retas irão formar triângulos e trapézios que carregarão a viga correspondente, de acordo com esta área.

Figura 11 - Método das áreas para cálculo das reações de apoio

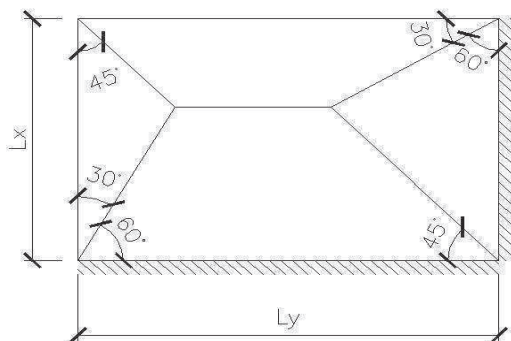
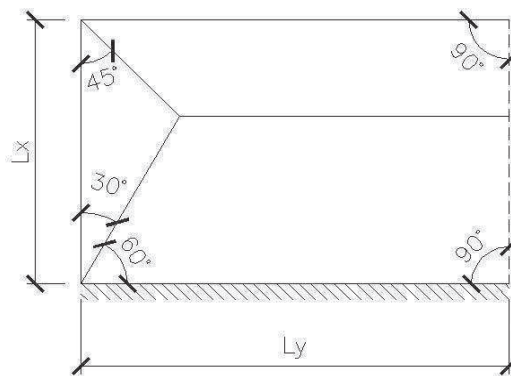


Figura 12 - Método das áreas para cálculo das reações de apoio



A carga total na viga é obtida da seguinte maneira:

$$P_{\text{viga}} = A_{\text{região}} \cdot p_{\text{laje}}$$

Carga distribuída na viga:

$$q_{\text{viga}} = \frac{P_{\text{viga}}}{l_{\text{laje}}}$$

Onde:

A_{viga} = Área da região de influência;

p_{laje} = Carregamento total da laje;

l_{laje} = Comprimento do bordo considerado.

6.8.2 Cálculo por meio de tabelas

O cálculo das reações também pode ser efetuado por meio de tabelas, como as de Carvalho e Figueiredo (2010). Estas tabelas fornecem um fator k que varia de acordo com a vinculação da borda e o parâmetro λ da laje. De posse do fator k , as reações nas vigas podem ser determinadas conforme as equações a seguir:

- Vigas em bordas simplesmente apoiadas:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

- Vigas em bordas engastadas:

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

Onde:

k_x, k_y, k'_x, k'_y = coeficientes retirados das tabelas;

p = carregamento atuante na laje;

l_x = menor vão da laje;

q_x, q'_x = reação na viga perpendicular ao eixo x ;

q_y, q'_y = reação na viga perpendicular ao eixo y ;

6.9 Verificação ao cisalhamento

Nas lajes, geralmente as forças cortantes são resistidas pelo concreto de maneira satisfatória. Com isso, dispensa-se o emprego de armadura transversal, sendo estas necessárias apenas em ocasiões especiais.

A verificação da necessidade desta armadura se encontra no item 19.4.1 da NBR 6118:2007, que permite prescindir da armadura transversal caso a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Sendo:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d$$

Em que:

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}$ é a tensão resistente ao cisalhamento;

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0,02$; sendo A_{s1} a área da armadura de tração;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$ é a tensão normal na seção, sendo N_{sd} a força longitudinal na seção;

k = coeficiente que tem os seguintes valores:

$k=1$, para elementos em que 50% da armadura inferior não chega ao apoio;

$k=(1,6-d) \geq 1$, para os demais casos.

6.9.1 Lajes sem armadura para esforço cortante

Em elementos sem a necessidade de armadura transversal, a conferência é realizada comparando a força solicitante de cálculo V_{sd} com a resistência de cálculo V_{Rd2} .

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Sendo:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d$$

Em que:

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \leq 0,5, \text{ } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

6.9.2 Lajes com armadura para esforço cortante

Em casos com armadura transversal, aplicam-se os critérios estabelecidos no item 17.4.2 da NBR 8118:2007, que trata da verificação do estado limite último de cisalhamento em elementos lineares com determinações complementares:

- Somente para lajes com espessura superior a 35cm pode ser utilizada a resistência dos estribos $f_{ywd}=435$ MPa;
- Para lajes com espessura de 15 cm ou menos, essa resistência deve ser limitada a 250 MPa;
- Permite-se interpolar linearmente valores entre esses dois.

6.10 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento das armaduras correspondentes aos momentos fletores positivo e negativo é feito de modo parecido com ao de vigas, com as equações obtidas a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção. Porém, admite-se as lajes com uma largura igual a 1,00 m, obtendo uma área de aço distribuída ao longo dessa largura.

Obtidos os valores dos momentos atuantes na combinação última, e já feitas as compatibilizações necessárias, inicia-se com a estimativa de uma altura útil, através das equações:

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2}$$

$$d_y = d_x \cdot \phi$$

Tendo a estimativa da altura útil, calcula-se a posição da linha neutra para definição do domínio de deformação na qual a peça encontra-se:

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right]$$

As lajes serão dimensionadas nos domínios 2 ou 3, onde o domínio 4 será evitado, aumentando então a espessura da laje e refazendo os cálculos. Isto se deve pela dificuldade que a armadura dupla impõe durante a etapa de execução e concretagem da laje, e as complicações para o detalhamento da mesma.

Após a obtenção dos valores necessários, pode-se obter o cálculo da armadura por metro linear, dada pela expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

6.11 Detalhamento das armaduras

6.11.1 Armaduras mínimas

A armadura mínima de lajes, de acordo com o item 19.3.3.2 da NBR 6118:2007, tem a finalidade de melhorar o desempenho a flexão e controlar a fissuração. Devem ser respeitados os valores mínimos recomendados a seguir:

Tabela 8 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		-
<p>Onde:</p> $\rho_s = A_s/b_w/h$ e $\rho_p = A_p/b_w/h$.			
<p>NOTA Os valores de ρ_{\min} constam na tabela 17.3.</p>			

Fonte: ABNT NBR 6118:2007, Tabela 19.1

Sendo que o valor de ρ_{\min} , conforme consta a tabela acima, encontra-se na tabela 17.3 da NBR 6118:2007:

Tabela 9 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(1)} (A_{s,min}/A_c)$							
	$\frac{f_{ck}}{\omega_{min}}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_s = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Fonte: ABNT NBR 6118: 2007, Tabela 17.3

6.11.2 Diâmetro máximo

O diâmetro máximo de qualquer barra da armadura de flexão tem um valor recomendado pela Norma de:

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{8}.$$

6.11.3 Espaçamento máximo

De acordo com a NBR 6118:2007, o espaçamento máximo entre as barras da armadura principal de flexão, na região dos maiores momentos fletores, deve respeitar, simultaneamente, aos dois limites seguintes:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h \end{cases}$$

Onde:

h = espessura da laje.

A armadura secundária de flexão pode possuir um espaçamento máximo entre barras de 33 cm.

6.11.4 Armadura positiva

As barras deverão penetrar nos apoios o valor maior entre 10ϕ ou 6 cm, sendo o comprimento total da barra calculado por:

$$l = l_0 + 2 \cdot (10 \cdot \phi)$$

Onde:

l_0 = vão na direção considerada.

Para reduzir o consumo de armadura, pode-se adotar uma solução em barras alternadas, onde se prolonga até os apoios apenas a metade das armaduras existentes no centro da laje. Devido à variação do diagrama de momentos positivos na laje, pode-se diminuir a quantidade de armadura junto aos apoios aumentando seus espaçamentos. Utiliza-se o espaçamento calculado para a região central e o dobro do mesmo para as regiões laterais.

A barra será dimensionada em cada direção em função do vão na própria direção e do tipo de apoio, e o comprimento da armadura será dado por:

- Laje com dois apoios: $c = 0,9 \cdot l_i$;
- Laje com um apoio e um engaste: $c = 0,8 \cdot l_i$;
- Laje com dois engastes: $c = 0,75 \cdot l_i$.

Onde:

C = comprimento da armadura;

l_i = vão teórico.

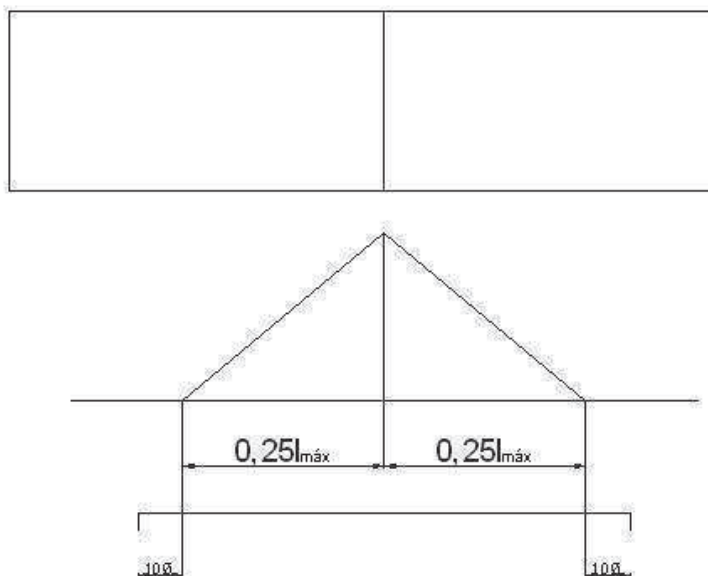
É importante saber que a economia de ponta apenas pode ser usada quando o espaçamento máximo na região central da laje for igual ou menor que 16,5 cm. Isto se dá pela necessidade de que exista pelo menos 3 barras por metro ao longo do apoio.

6.11.5 Armadura negativa

O comprimento das barras negativas deve ser determinado pelo diagrama de momentos fletores negativos, contudo, na falta do diagrama, para lajes retangulares pode-se de forma aproximada, utilizar um diagrama triangular de momentos já deslocados de base igual a $0,25 \cdot l_{\text{máx}}$, com $l_{\text{máx}}$ dado por:

- O maior entre os menores vãos das lajes adjacentes, quando ambas forem engastadas neste apoio;
- O menor vão da laje engastada, quando a outra for considerada apoiada.

Figura 13 - Comprimento da armadura negativa



Fonte: Adaptado de PINTO, 2012

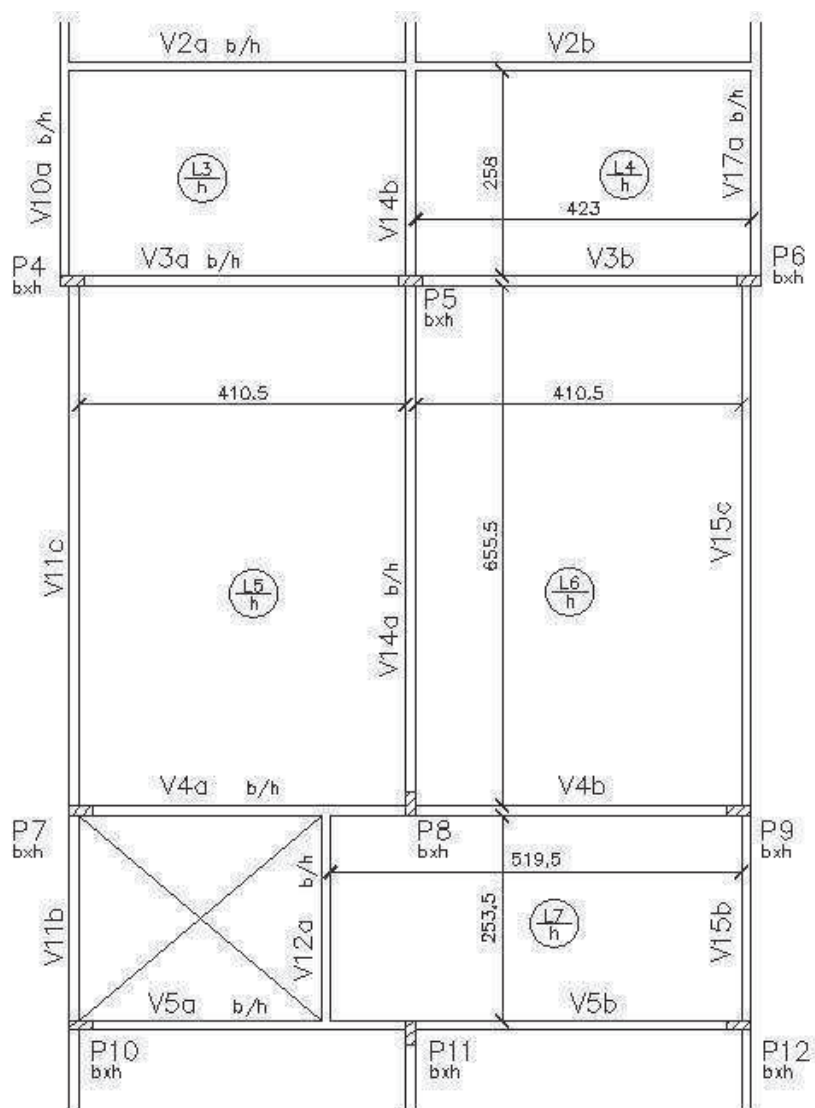
A economia de ponta pode ser feita utilizando o dobro do espaçamento adotado a partir de uma distância igual a $0,125l_{máx}$. Na prática, posiciona-se a barra com $1/3$ do comprimento reto em uma laje e $2/3$ na outra laje do apoio. Utiliza-se a economia apenas quando o espaçamento máximo for igual ou menor que 16,5 cm, para que existam no mínimo 3 barras por metro ao longo do apoio.

7 EXEMPLO DE CÁLCULO – LAJES

7.1 Considerações iniciais

Será apresentado neste capítulo o dimensionamento das lajes 4, 6 e 7 pertencentes à planta de formas do pavimento tipo. Abaixo segue detalhe da planta de formas, com posicionamento e dados que serão utilizados nos cálculos. O dimensionamento total será demonstrado através de planilhas nos apêndices.

Figura 14 - Resumo das Lajes do Pavimento Tipo



7.2 Pré-Dimensionamento

Para o pré-dimensionamento das lajes, será usada uma estimativa de acordo com os menores vãos, onde serão adotados valores que estejam dentro da variação a seguir:

$$h = \frac{l_x}{40} \text{ a } \frac{l_x}{50} \text{ para lajes bidirecionais;}$$

$$h = \frac{l_x}{35} \text{ a } \frac{l_x}{45} \text{ para lajes unidirecionais;}$$

Para estas lajes então, temos:

$$L4: h = \frac{l_x}{40} \text{ a } \frac{l_x}{50} = \frac{258}{40} \text{ a } \frac{258}{50} = 6,5 \text{ a } 5,2 \rightarrow \text{Será adotado 7 cm.}$$

$$L6: h = \frac{l_x}{40} \text{ a } \frac{l_x}{50} = \frac{410,5}{40} \text{ a } \frac{410,5}{50} = 10,3 \text{ a } 8,2 \rightarrow \text{Será adotado 9 cm.}$$

$$L7: h = \frac{l_x}{35} \text{ a } \frac{l_x}{45} = \frac{253,5}{35} \text{ a } \frac{253,5}{45} = 7,24 \text{ a } 5,63 \rightarrow \text{Será adotado 7 cm.}$$

A maioria das lajes deste projeto possuem pequenos vãos, e conforme este pré-dimensionamento utilizado, muitas lajes acabaram possuindo espessuras inferiores às mínimas permitidas por norma. Para todas estas será adotada a espessura mínima de 7 cm para lajes de piso.

Já as lajes L5, L6, L8 e L9 tiveram como resultado espessuras maiores, e para estas, a princípio serão adotadas espessuras de 9 cm.

Lembrando que, como isto é apenas um pré-dimensionamento, serão verificadas condições ao decorrer do projeto, e se as lajes não atenderem algum critério estabelecido, deverá ser feito um novo dimensionamento.

7.3 Vãos efetivos

Os vãos efetivos são calculados de acordo com as expressões:

$$l_{ef} = a_1 + l_0 + a_2$$

$$\text{Onde: } a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,3 \cdot h \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} \\ 0,3 \cdot h \end{cases}$$

• Laje 4:

$$a_1=a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2}=6 \\ 0,3*7=2,1 \end{cases}$$

$a_1=a_2=2,1$ cm para ambos os vãos;

$$l_x=2,1+258+2,1=262,2 \rightarrow l_x=262 \text{ cm}$$

$$l_y=2,4+423+2,4=427,8 \rightarrow l_y=427 \text{ cm}$$

• Laje 6:

$$a_1=a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2}=6 \\ 0,3*9=2,7 \end{cases}$$

$a_1=a_2=2,7$ cm para ambos os vãos;

$$l_x=2,7+410,5+2,7=415,9 \rightarrow l_x=416 \text{ cm}$$

$$l_y=2,7+655,5+2,7=660,9 \rightarrow l_y=661 \text{ cm}$$

• Laje 7:

$$a_1=a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2}=6 \\ 0,3*7=2,1 \end{cases}$$

$a_1=a_2=2,1$ cm para ambos os vãos;

$$l_x=2,1+253,5+2,1=257,7 \rightarrow l_x=258 \text{ cm}$$

$$l_y=2,1+519,5+2,1=523,7 \rightarrow l_y=524 \text{ cm}$$

7.4 Tipo de Armação

O critério adotado será:

• Se $\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \rightarrow$ Laje bidirecional

• Se $\lambda = \frac{l_y}{l_x} > 2 \rightarrow$ Laje unidirecional

• Laje 4: $\lambda = \frac{427}{262} = 1,63 \rightarrow$ Laje bidirecional;

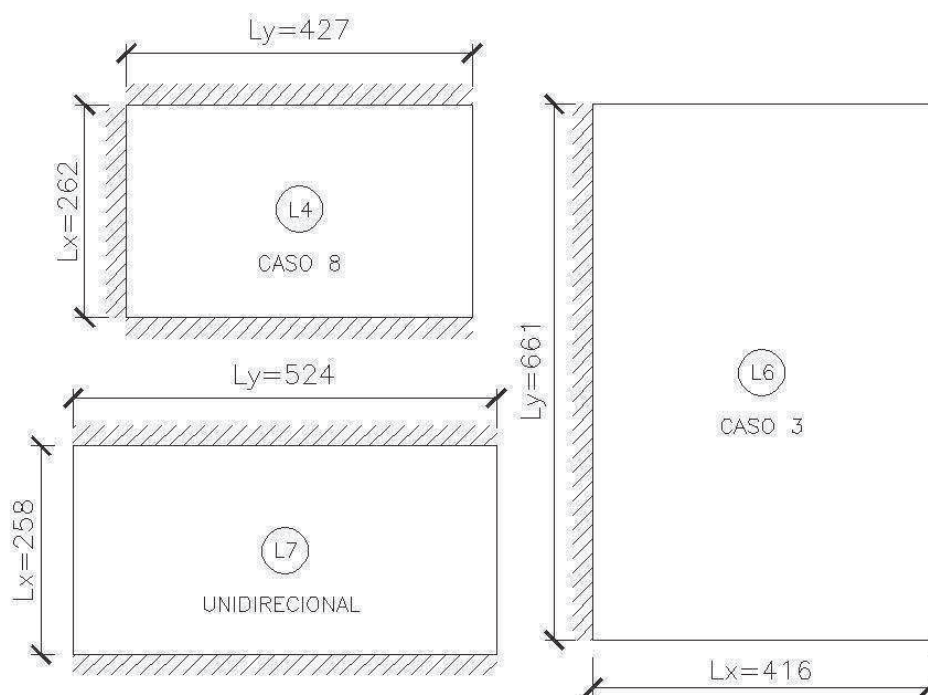
• Laje 6: $\lambda = \frac{661}{416} = 1,59 \rightarrow$ Laje bidirecional;

• Laje 7: $\lambda = \frac{524}{258} = 2,03 \rightarrow$ Laje unidirecional;

7.5 Vinculações

Da planta de formas, de acordo com as lajes vizinhas e as condições já mencionadas anteriormente, para estas lajes em estudo temos:

Figura 15 - Vinculação das Lajes 4, 6 e 7



7.6 Definição dos carregamentos

7.6.1 Cargas permanentes

• Laje 4:

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

$$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$h = 0,07 \text{ m}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 0,07 = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

Peso de contra-piso:

$$g_{cp} = \gamma_{arg} \cdot e_{cp}$$

$$\gamma_{arg} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento e areia)}$$

$$e_{cp} = 3 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{cp} = 21 \cdot 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento inferior:

$$g_{reb} = \gamma_{arg} \cdot e_{reb}$$

$$\gamma_{arg} = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento, areia e cal)}$$

$$e_{reb} = 2 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{reb} = 19 \cdot 0,02 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento cerâmico:

$$g_{rev} = \gamma_{cer} \cdot e_{rev}$$

$$\gamma_{cer} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso específico do piso)}$$

$$e_{rev} = 1 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{rev} = 18 \cdot 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Paredes:

Como se trata de uma laje bidirecional, o peso da parede será distribuído uniformemente sobre a laje. As paredes possuem 2,72 m de altura e 15 cm de espessura. Para este caso, a soma dos comprimentos lineares das paredes retirada da arquitetura foi de 2,58 m.

$$g_{par} = \frac{V_{par} \cdot \gamma_{par}}{l_x \cdot l_y}$$

$$g_{par} = \frac{(2,58 \cdot 0,15 \cdot 2,72) \cdot 18}{2,63 \cdot 4,28} = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Total da carga permanente:

$$g = 4,62 \text{ kN/m}^2$$

• Laje 6:

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

$$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$h = 0,09 \text{ m}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 0,09 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

Peso de contra-piso:

$$g_{cp} = \gamma_{arg} \cdot e_{cp}$$

$$\gamma_{arg} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento e areia)}$$

$$e_{cp} = 3 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{cp} = 21 \cdot 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento inferior:

$$g_{reb} = \gamma_{arg} \cdot e_{reb}$$

$$\gamma_{arg} = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento, areia e cal)}$$

$$e_{reb} = 2 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{reb} = 19 \cdot 0,02 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento cerâmico:

$$g_{rev} = \gamma_{cer} \cdot e_{rev}$$

$$\gamma_{cer} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso específico do piso)}$$

$$e_{rev} = 1 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{rev} = 18 \cdot 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Paredes:

Como se trata de uma laje bidirecional, o peso da parede será distribuído uniformemente sobre a laje. O mesmo processo feito na laje 4, é feito aqui.

$$g_{par} = \frac{V_{par} \cdot \gamma_{par}}{l_x \cdot l_y}$$

$$g_{par} = \frac{(5,32 \cdot 0,15 \cdot 2,72) \cdot 18}{4,17 \cdot 6,62} = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

Total da carga permanente:

$$g = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

• Laje 7:

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

$$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$h = 0,07 \text{ m}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 0,07 = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

Peso de contra-piso:

$$g_{cp} = \gamma_{arg} \cdot e_{cp}$$

$$\gamma_{arg} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento e areia)}$$

$$e_{cp} = 3 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{cp} = 21 \cdot 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento inferior:

$$g_{reb} = \gamma_{arg} \cdot e_{reb}$$

$$\gamma_{arg} = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ (argamassa de cimento, areia e cal)}$$

$$e_{reb} = 2 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{reb} = 19 \cdot 0,02 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento cerâmico:

$$g_{rev} = \gamma_{cer} \cdot e_{rev}$$

$$\gamma_{cer} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso específico do piso)}$$

$$e_{rev} = 1 \text{ cm (espessura)}$$

$$g_{rev} = 18 \cdot 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Paredes:

Não há carga de paredes para esta laje.

Total da carga permanente: $g = 2,94 \text{ kN/m}^2$

7.6.2 Carga accidental

São definidas em função da utilização das lajes.

- Laje 4:

$$q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (dormitório)}$$

- Laje 6:

Como esta laje tem utilização para sala, cozinha, banheiro e área de serviço, será adotado o maior valor estabelecido pela norma, a favor da segurança.

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

- Laje 7:

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (Corredores sem acesso ao público)}$$

7.7 Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF)

7.7.1 Determinação dos momentos de serviço

Os momentos máximos positivos e negativos nas lajes bidirecionais, por unidade de comprimento, são calculados pelas seguintes equações:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

Para a determinação dos coeficientes, foram utilizadas tabelas de Bares retiradas de Carvalho e Figueiredo (2012), que listam os coeficientes de acordo com a relação entre vãos e o caso de vinculação adotado.

Já nas lajes unidirecionais é considerado de maneira simplificada que o momento atuante seja integralmente na direção do menor vão, de maneira que a laje deverá supostamente ser como uma viga de um metro de largura constante. Na direção secundária os momentos fletores não serão considerados.

Com essas considerações, tem-se:

- Laje 4:

Conforme visto anteriormente, esta laje se encontra no Caso 8, e tem o valor de $\lambda=1,63$. Por interpolação, os coeficientes obtidos foram:

$$\mu_x=3,92 \quad \mu_y=1,39 \quad \mu'_x=8,18 \quad \mu'_y=5,64$$

• Laje 6:

Conforme visto anteriormente, esta laje se encontra no Caso 3, e tem o valor de $\lambda=1,59$. Por interpolação, os coeficientes obtidos foram:

$$\mu_x=5,96 \quad \mu_y=1,97 \quad \mu'_x=11,52 \quad \mu'_y=0$$

• Laje 7:

Esta laje, como já citado, é unidirecional, com isso não há necessidade de se obter tais coeficientes.

Carregamentos:

Por se tratar de uma verificação de serviço, a combinação usada para calcular os momentos atuantes é a quase-permanente, onde:

$$p_{serv}=g+\psi_2 \cdot q$$

O coeficiente ψ_2 é retirado da Tabela 11.2 da NBR 6118:2007, e para edifícios residenciais:

$$\psi_2 = 0,3.$$

Visto isto, para as lajes em estudo:

• Laje 4:

$$p_{serv}=4,62+0,3 \cdot 1,5=5,07 \text{ kN/m}^2$$

• Laje 6:

$$p_{serv}=4,86+0,3 \cdot 2,0=5,46 \text{ kN/m}^2$$

• Laje 7:

$$p_{serv}=2,94+0,3 \cdot 2,0=3,54 \text{ kN/m}^2$$

Momentos de serviço:

• Laje 4:

$$M_x=\mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}=3,92 \cdot \frac{5,07 \cdot 2,62^2}{100}=1,37 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y=\mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}=1,39 \cdot \frac{5,07 \cdot 2,62^2}{100}=0,48 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x=\mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}=8,18 \cdot \frac{5,07 \cdot 2,62^2}{100}=2,85 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y=\mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}=5,64 \cdot \frac{5,07 \cdot 2,62^2}{100}=1,97 \text{ kN.m/m}$$

• Laje 6:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,96 \cdot \frac{5,46 \cdot 4,16^2}{100} = 5,63 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,97 \cdot \frac{5,46 \cdot 4,16^2}{100} = 1,86 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 11,52 \cdot \frac{5,46 \cdot 4,16^2}{100} = 10,88 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 0,0 \cdot \frac{5,46 \cdot 4,16^2}{100} = 0,0 \text{ kN.m/m}$$

• Laje 7:

Como esta laje é unidirecional, o cálculo dos momentos é efetuado pela expressão de uma viga bi-engastada.

Momento fletor positivo no vão:

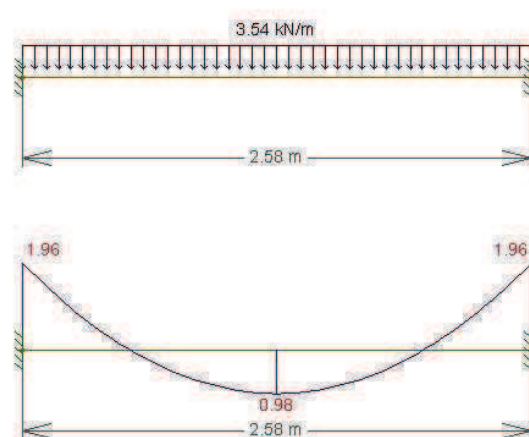
$$M_x = \frac{p \cdot l_x^2}{24} = \frac{3,54 \cdot 2,58^2}{24} = 0,98 \text{ kN.m/m}$$

Momento negativo nos engastes:

$$M'_x = \frac{p \cdot l_x^2}{12} = \frac{3,54 \cdot 2,58^2}{12} = 1,96 \text{ kN.m/m}$$

Os momentos também poderão ser encontrados pelo software Ftool, conforme imagem seguinte:

Figura 16 - Obtenção dos Momentos da Laje 7 pelo Ftool



7.7.2 Verificação do Estádio

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde α é igual a 1,5 para seções retangulares;

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,9 \text{ MPa} = 2,9 \text{ MN/m}^2 = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

• Laje 4:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 7^3}{12} = 2858,33 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$M_R = \frac{1,5 \cdot 0,29 \cdot 2858,33}{3,5} = 354,8 \text{ kN.cm} = 3,548 \text{ kN.m}$$

Como os momentos de serviço são menores que o de fissuração, a laje se enquadra no Estádio I, não fissurada, podendo ser considerado a inércia da seção bruta de concreto, e mantida a altura adotada.

• Laje 6:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 9^3}{12} = 6075 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ cm.}$$

$$M_R = \frac{1,5 \cdot 0,29 \cdot 6075}{4,5} = 586,5 \text{ kN.cm} = 5,865 \text{ kN.m}$$

O momento de serviço na borda engastada é maior, enquanto os do meio do vão são menores que o de fissuração. Será calculado uma altura equivalente da seção fissurada para o cálculo da flecha. A área de aço será demonstrada sua obtenção mais adiante durante o trabalho.

• Relação entre o módulo de elasticidade do concreto e aço:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26072} = 8,05$$

• Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_s = 7,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 7,16}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 7}{8,05 \cdot 7,16}} \right] = 2,32 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{100 \cdot 2,32^3}{3} + 8,05 \cdot 7,16 \cdot (7 - 2,32)^2 = 1679,37 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{5,865}{10,88}\right)^3 \cdot 0,00006 + \left[1 - \left(\frac{5,865}{10,88}\right)^3\right] \cdot 0,00001679 = 0,000024 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,000024}{1}} = 0,076 \text{ m}$$

Com isto, com estes novos parâmetros, cria-se uma laje com esta altura equivalente para se determinar os valores da flecha imediata.

- Laje 7:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 7^3}{12} = 2858,33 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$M_R = \frac{1,5 \cdot 0,29 \cdot 2858,33}{3,5} = 354,8 \text{ kN.cm} = 3,548 \text{ kN.m}$$

Assim como na laje 4, os momentos de serviço também foram menores que o de fissuração, a laje se enquadrando também no Estádio I, podendo ser considerada a inércia da seção bruta de concreto, e mantida a altura adotada.

7.7.3 Verificação da flecha

- Laje 4:

Cálculo da Flecha imediata:

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

$$\text{Caso 8} \rightarrow \lambda = 1,63 \rightarrow \alpha = 2,82$$

$$p = 5,07 \text{ kN/m}^2 = 5,07 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

$$l_x = 262 \text{ cm}$$

$$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30} = 26071 \text{ MPa} = 2607,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 7 \text{ cm}$$

$$f_0 = \frac{2,82}{100} \cdot \frac{(5,07 \cdot 10^{-4}) \cdot 262^4}{2607,17^3} = 0,076 \text{ cm}$$

Cálculo da Flecha diferida:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$\rho' = 0$ (não há armadura de compressão)

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$\xi(t) = 2$ para $t \geq 70$ meses (Tabela 17.1 NBR 6118:2007), pois se deseja conhecer a flecha total.

No caso de considerar o primeiro carregamento somente aos 21 dias:

$$t = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^{0,7}) \cdot 0,7^{0,32} = 0,605$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,605}{1 + 50 \cdot 0} = 1,395$$

Cálculo da Flecha total:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \cdot f_0$$

$$f_{\infty} = (1 + 1,395) \cdot 0,076 = 0,18 \text{ cm}$$

Flecha limite (aceitabilidade sensorial):

• Visual:

$$f_{\infty} = 0,18 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{250} = \frac{262}{250} = 1,05 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o limite → ok!

• Vibrações:

Para esta verificação, apenas utiliza-se a carga acidental.

$$f_0(q) = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

$$f_0(q) = \frac{2,82}{100} \cdot \frac{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 262^4}{2607,17^3} = 0,022 \text{ cm}$$

$$f_0(q) = 0,022 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{350} = \frac{262}{350} = 0,749 \text{ cm}$$

O valor da flecha também é menor que o limite → ok!

• Laje 6:

Cálculo da Flecha imediata:

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

Caso 3 $\rightarrow \lambda = 1,59 \rightarrow \alpha = 5,07$

$p = 5,46 \text{ kN/m}^2 = 5,46 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$

$l_x = 416 \text{ cm}$

$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30} = 26071 \text{ MPa} = 2607,1 \text{ kN/cm}^2$

$h = 7,6 \text{ cm}$

$$f_0 = \frac{5,07}{100} \cdot \frac{(5,46 \cdot 10^{-4}) \cdot 416^4}{2607,1 \cdot 7,6^3} = 0,72 \text{ cm}$$

Cálculo da Flecha diferida:

Conforme já calculado para a laje 4, serão utilizados os mesmos critérios para as demais lajes, sendo assim:

$$\alpha_f = 1,395$$

Cálculo da Flecha total:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \cdot f_0$$

$$f_{\infty} = (1 + 1,395) \cdot 0,72 = 1,62 \text{ cm}$$

Flecha limite (aceitabilidade sensorial):

• Visual:

$$f_{\infty} = 1,62 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{416}{250} = 1,66 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o limite \rightarrow ok!

• Vibrações:

Para esta verificação, apenas utiliza-se a carga accidental.

$$f_0(q) = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

$$f_0(q) = \frac{5,07}{100} \cdot \frac{2,0 \cdot 10^{-4} \cdot 416^4}{2607,1 \cdot 7,6^3} = 0,260 \text{ cm}$$

$$f_0(q)=0,260 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{350} = \frac{416}{350} = 1,188 \text{ cm}$$

O valor da flecha também é menor que o limite → ok!

• Laje 7:

Cálculo da Flecha imediata:

Como esta laje é armada em 1 direção, o cálculo da flecha é dado pela expressão de uma viga bi-engastada, considerando 1 metro de largura (carregamento por m²).

$$f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{p l_x^4}{E.I}$$

$$p = 3,54 \text{ kN/m}^2 = 3,54 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

O carregamento linear atuante tem 1 metro de largura por metro linear. Como o carregamento distribuído acima está em kN/cm²:

$$p = 3,54 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \rightarrow p = 3,54 \cdot 10^{-2} \text{ kN/cm}$$

$$l_x = 258 \text{ cm}$$

$$E = E_{cs} = 2607,1 \text{ kN/cm}^2 \text{ (conforme já calculado para as outras lajes)}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 7^3}{12} = 2858,33 \text{ cm}^4$$

$$b = 100 \text{ cm (considera-se uma faixa de 1 metro)}$$

$$f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{(3,54 \cdot 10^{-2}) \cdot 258^4}{2607,1 \cdot 2858,33} = 0,055 \text{ cm}$$

Cálculo da Flecha diferida:

Já calculado para as lajes anteriores:

$$\alpha_f = 1,395$$

Cálculo da Flecha total:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \cdot f_0$$

$$f_{\infty} = (1 + 1,395) \cdot 0,055 = 0,13 \text{ cm}$$

Flecha limite (aceitabilidade sensorial):

- Visual:

$$f_{\infty}=0,13 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{250} = \frac{258}{250} = 1,03 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o limite → ok!

- Vibrações:

Para esta verificação, apenas utiliza-se a carga acidental.

$$f_0(q) = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E \cdot I}$$

$$f_0(q) = \frac{1}{384} \cdot \frac{2,0 \cdot 10^{-2} \cdot 258^4}{2607,1 \cdot 2858,33} = 0,031 \text{ cm}$$

$$f_0(q) = 0,031 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l_x}{350} = \frac{258}{350} = 0,736 \text{ cm}$$

O valor da flecha também é menor que o limite → ok!

7.8 Determinação dos Momentos para o Estado Limite Último

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

Será usada a combinação última normal para o Estado Limite Último. O coeficiente de majoração foi obtido da tabela 11.1 da NBR 6118:2007.

$$p = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$$

Onde: $\gamma_g = 1,4$ $\gamma_q = 1,4$

- Laje 4:

$$p = 1,4 \cdot 4,62 + 1,4 \cdot 1,5 = 8,57 \text{ kN/m}^2$$

Os coeficientes já obtidos anteriormente são:

$$\mu_x = 3,92 \quad \mu_y = 1,39 \quad \mu'_x = 8,18 \quad \mu'_y = 5,64$$

O valor de $l_x = 2,62 \text{ m}$.

Então, usando as equações, obtém-se:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 3,92 \cdot \frac{8,57 \cdot 2,62^2}{100} = 2,31 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,39 \cdot \frac{8,57 \cdot 2,62^2}{100} = 0,82 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 8,18 \cdot \frac{8,57 \cdot 2,62^2}{100} = 4,82 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,64 \cdot \frac{8,57 \cdot 2,62^2}{100} = 3,32 \text{ kN.m/m}$$

• Laje 6:

É utilizado o mesmo procedimento de cálculo que a laje 4. Será calculado resumidamente:

$$p = 1,4 \cdot 4,86 + 1,4 \cdot 2,0 = 9,60 \text{ kN/m}^2$$

Os coeficientes são:

$$\mu_x = 5,96 \quad \mu_y = 1,97 \quad \mu'_x = 11,52 \quad \mu'_y = 0$$

$$l_x = 4,16 \text{ m.}$$

Então:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,96 \cdot \frac{9,60 \cdot 4,16^2}{100} = 9,90 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,97 \cdot \frac{9,60 \cdot 4,16^2}{100} = 3,27 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 11,52 \cdot \frac{9,60 \cdot 4,16^2}{100} = 19,14 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 0,0 \cdot \frac{9,95 \cdot 4,17^2}{100} = 0,0 \text{ kN.m/m}$$

• Laje 7:

Como esta laje é unidirecional, o momento é calculado como uma viga:

$$M_x = \frac{p \cdot l_x^2}{24} \quad M'_x = \frac{p \cdot l_x^2}{12}$$

$$p = 1,4 \cdot 2,94 + 1,4 \cdot 2,0 = 6,92 \text{ kN/m}^2$$

Para obter o carregamento linear atuante, multiplica-se por 1 metro:

$$p = 6,92 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 6,92 \text{ kN/m}$$

$$l_x = 2,58 \text{ m.}$$

Usando as equações, temos:

$$M_x = \frac{p \cdot l_x^2}{24} = \frac{6,92 \cdot 2,58^2}{24} = 1,91 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = \frac{p \cdot l_x^2}{12} = \frac{6,92 \cdot 2,58^2}{12} = 3,83 \text{ kN.m/m}$$

A seguir apresenta-se um resumo de alguns momentos nas lajes bem como um desenho esquemático desses em uma direção para melhor entendimento do que está acontecendo:

Figura 17 - Resumo dos Momentos fletores

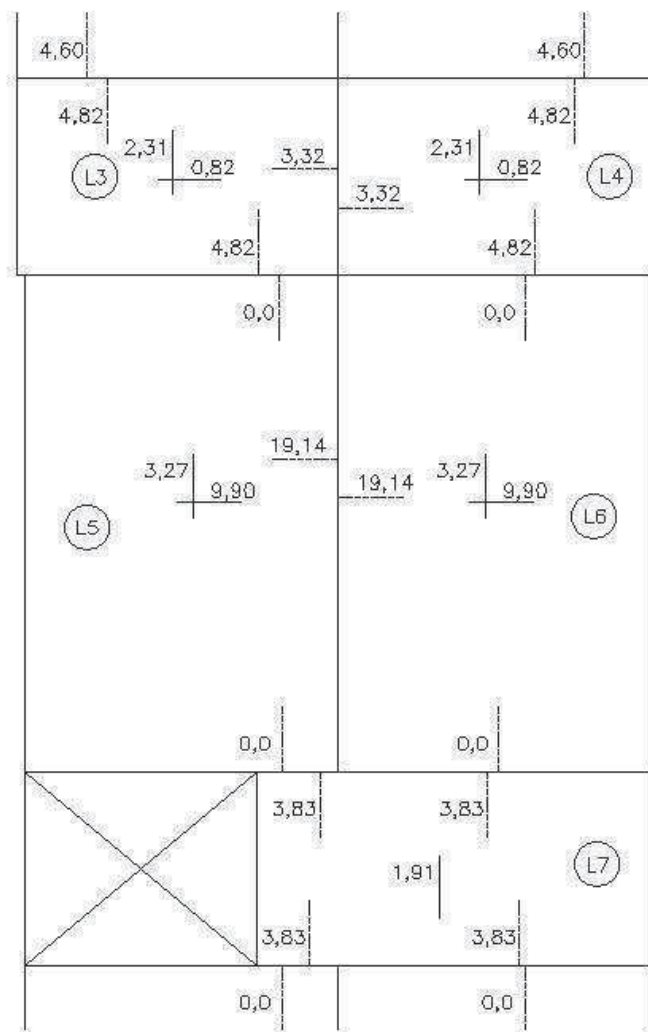
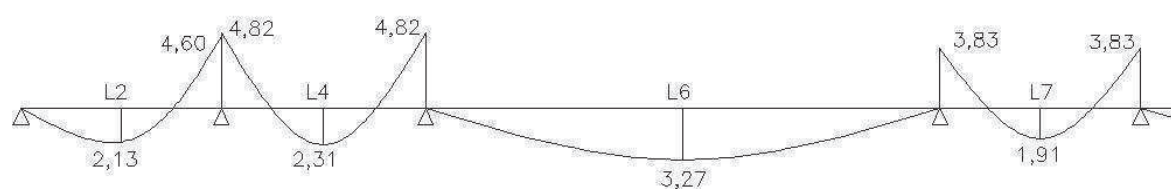


Figura 18 - Momentos antes da Compatibilização



7.9 Compatibilização dos momentos fletores negativos

Seguindo com a compatibilização, o novo valor do momento negativo será o maior entre a média dos momentos ou 80% do maior valor.

• Laje 4:

Esta laje, irá compatibilizar momentos negativos com as lajes 2, 3 e 5:

$$L2-L4: M^- \geq \begin{cases} \frac{M_1+M_2}{2} = \frac{4,60+4,82}{2} = 4,71 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8.4,82 = 3,85 \end{cases} \rightarrow 4,71$$

$$L3-L4: M^- \geq \begin{cases} \frac{M_1+M_2}{2} = \frac{3,32+3,32}{2} = 3,32 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8.3,32 = 2,66 \end{cases} \rightarrow 3,32$$

$$L4-L6: M^- \geq \begin{cases} \frac{M_1+M_2}{2} = \frac{4,82+0,0}{2} = 2,41 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8.4,82 = 3,85 \end{cases} \rightarrow 3,85$$

• Laje 6:

Compatibilizará momentos negativos com as lajes 4, 5 e 7:

L4-L6: Já calculada para a laje 4.

$$L5-L6: M^- \geq \begin{cases} \frac{M_1+M_2}{2} = \frac{19,14+19,14}{2} = 19,14 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8.19,14 = 15,31 \end{cases} \rightarrow 19,14$$

$$L6-L7: M^- \geq \begin{cases} \frac{M_1+M_2}{2} = \frac{0,00+3,83}{2} = 1,91 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8.3,83 = 3,06 \end{cases} \rightarrow 3,06$$

• Laje 7:

Vai compatibilizar com as lajes 5, 6, 8 e 9:

Como esta laje tem um vão muito pequeno em relação às duas lajes vizinhas, se caracterizou como bi-engastada, enquanto as adjacentes foram caracterizadas como simplesmente apoiadas nesta ligação. Assim, todas as compatibilizações serão iguais, conforme já foi calculada na ligação entre L6 e L7.

7.10 Correção dos momentos fletores positivos

Com a mudança dos momentos negativos, os momentos positivos precisam ser corrigidos.

• Laje 4:

Em x:

$$M_{xd} = 2,31 + \frac{4,82 - 4,71}{2} + \frac{4,82 - 3,85}{2} = 2,85 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento aumentou, o novo valor será adotado, sendo assim $M_{xd} = 2,85 \text{ kN.m/m}$.

Em y:

$$M_{yd} = 0,82 + \frac{3,32 - 3,32}{2} = 0,82 \text{ kN.m/m}$$

As duas lajes possuem o mesmo momento negativo, então como já esperado, mantém-se o valor do momento.

• Laje 6:

Em x:

$$M_{xd} = 9,90 + \frac{19,14 - 19,14}{2} = 9,90 \text{ kN.m/m}$$

Como no cálculo da laje 4, o valor se mantém conforme o esperado.

Em y:

$$M_{yd} = 3,27 + \frac{0,0 - 3,85}{2} + \frac{0,0 - 3,06}{2} = -0,19 \text{ kN.m/m}$$

Como este momento diminuiu, será mantido o valor inicial, a favor da segurança de $M_{yd} = 3,27 \text{ kN.m/m}$.

• Laje 7:

Em x:

$$M_{xd} = 1,91 + \frac{3,83 - 3,06}{2} + \frac{3,83 - 3,06}{2} = 2,68 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento aumentou, adota-se este novo valor, sendo assim $M_{xd} = 2,68 \text{ kN.m/m}$.

Em y:

Não há valor de momento neste eixo, por se tratar de uma laje unidirecional.

Nas figuras a seguir, será mostrado um resumo dos momentos compatibilizados de algumas lajes, bem como o esquema demonstrado anteriormente, mas agora com a compatibilização realizada:

Figura 19 - Resumo dos Momentos Fletores Compatibilizados

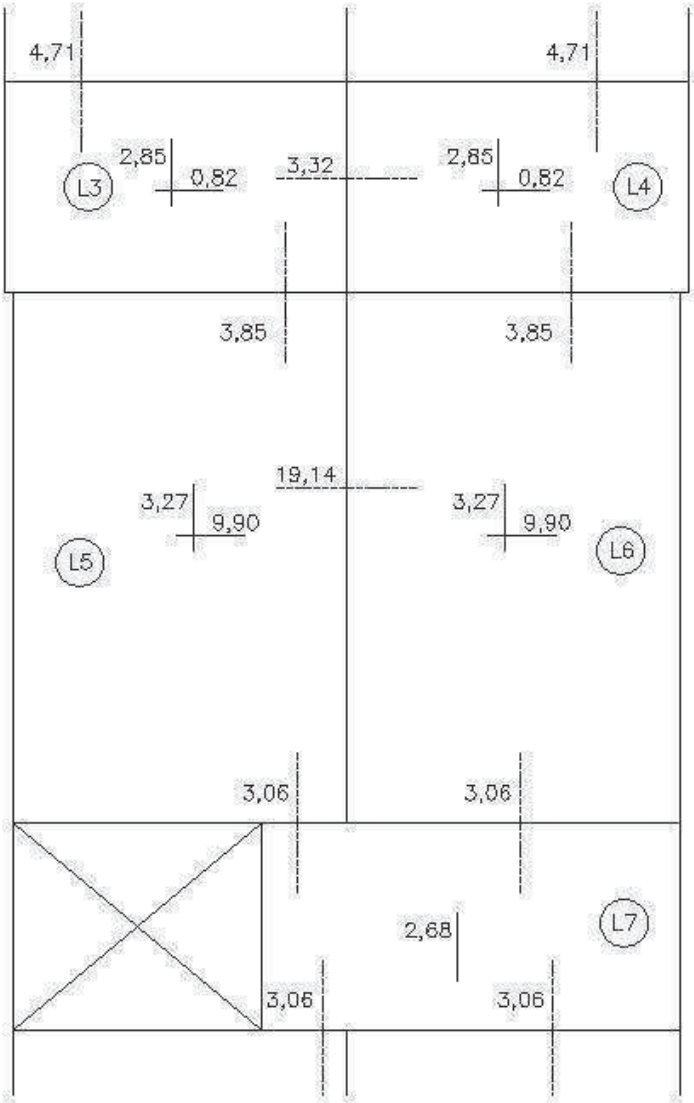
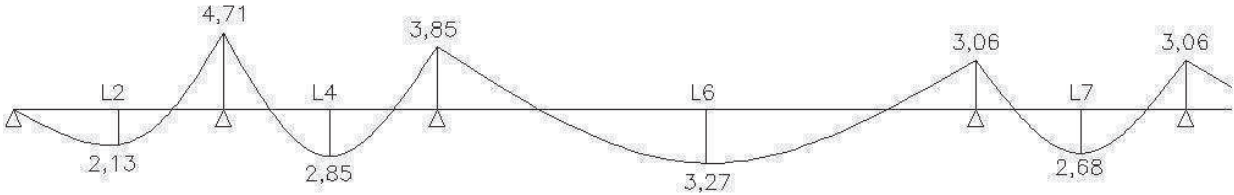


Figura 20 - Momentos após Compatibilização



7.11 Cálculo da Armadura

7.11.1 Dimensionamento da armadura positiva:

• Laje 4:

Na direção x (menor vão):

Para realizar o dimensionamento da armadura, antes deve ser estimado o valor do diâmetro da barra, em função do diâmetro máximo recomendado pela NBR 6118:2007:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8}$$

Como esta laje possui altura de 7 cm $\rightarrow \phi_{\text{máx}} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$.

Mesmo podendo usar barras de 8 mm, devido ao pequeno momento fletor será adotada bitola de 6,3 mm para esta situação.

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2}$$

$$d_x = 7 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 4,2 \text{ cm}$$

$$M_{xd} = 2,85 \text{ kN.m/m} = 285 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 21,43 \text{ MN/m}^2 = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 4,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{285}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 4,2^2}} \right) = 0,49 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,50}{4,1} = 0,117$$

$$0,117 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Onde para CA-50, $f_{yk}=500 \text{ MPa}=50 \text{ kN/cm}^2$.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Então, a área de aço em x fica:

$$A_{sx} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{285}{43,48 \cdot (4,2 - 0,4 \cdot 0,49)} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

Para lajes bidirecionais e uso de aço CA-50, $\rho_s = 0,67 \cdot \rho_{\min}$. Onde da tabela 17.3 da NBR 6118:2007, temos que para seção retangular e $f_{ck}=30 \text{ MPa}$, $\rho_{\min}=0,173\%$.

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$1,64 \geq 0,81 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

Na direção y (maior vão):

Adotando-se bitola de 6,3 mm.

$$d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2}$$

$$d_y = 7 - 2,5 - 0,63 - \frac{0,63}{2} = 3,565 \text{ cm}$$

$$M_{yd} = 0,82 \text{ kN.m/m} = 82 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 21,43 \text{ MN/m}^2 = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 3,56 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{82}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 3,56^2}} \right) = 0,16 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,16}{3,55} = 0,045$$

$$0,045 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$A_{sy} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{82}{43,48 \cdot (3,56 - 0,4 \cdot 0,16)} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,57 \geq 0,81 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Não!}$$

Como a área de aço calculada é menor que a armadura mínima, esta então será utilizada.

• Laje 6:

Na direção x:

Como esta laje possui altura de 9 cm $\rightarrow \phi_{\text{máx}} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ cm} = 11,25 \text{ mm}$.

Será adotada bitola de 8 mm para esta direção da laje.

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2}$$

$$d_x = 9 - 2,5 - \frac{0,8}{2} = 6,1 \text{ cm}$$

$$M_{xd} = 9,90 \text{ kN.m/m} = 990 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 6,1 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{990}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 6,1^2}} \right) = 1,21 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,21}{6,1} = 0,198$$

$$0,198 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd}=43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sx} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{990}{43,48 \cdot (6,1 - 0,4 \cdot 1,21)} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 9 = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$4,05 \geq 1,04 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

Na direção y:

Adotando-se bitola de 6,3 mm.

$$d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2}$$

$$d_y = 9 - 2,5 - 0,8 - \frac{0,63}{2} = 5,39 \text{ cm}$$

$$M_{yd} = 3,27 \text{ kN.m/m} = 327 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 5,39 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{327}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 5,39^2}} \right) = 0,43 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,43}{5,39} = 0,080$$

$$0,080 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$A_{sy} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{327}{43,48 \cdot (5,39 - 0,4 \cdot 0,43)} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 9 = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,53 \geq 1,04 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok!}$$

• Laje 7:

Na direção x:

Como esta laje possui altura de 7 cm $\rightarrow \phi_{\text{máx}} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$.

Será adotada bitola de 6,3 mm para esta laje.

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2}$$

$$d_x = 7 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 4,2 \text{ cm}$$

$$M_{xd} = 2,68 \text{ kN.m/m} = 268 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 4,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{268}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 4,2^2}} \right) = 0,46 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,46}{4,2} = 0,110$$

$$0,110 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sx} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{268}{43,48 \cdot (4,2 - 0,4 \cdot 0,46)} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

Esta laje é unidirecional, e para estas lajes e uso de aço CA-50, $\rho_s = \rho_{\text{min}}$. Como já vimos para as lajes anteriores $\rho_{\text{min}} = 0,173\%$.

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,54 \geq 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Na direção y:

Mesmo com esta laje sendo considerada unidirecional, é recomendada pela NBR 6118:2007 uma armadura mínima para esta direção, onde:

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} 20\% \text{ da principal} \\ 0,5 \cdot \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Então para a laje 7:

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} \frac{20}{100} \cdot 1,54 = 0,308 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 0,605 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s/s} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

7.11.2 Dimensionamento da armadura negativa:

• Laje 4:

Entre L3 e L4:

$$M_d = 3,32 \text{ kNm/m} = 332 \text{ kNcm/m}$$

No apoio entre duas lajes diferentes, deve ser usada a menor espessura entre elas para os cálculos, pois é a mais crítica.

Como estas duas possuem a mesma espessura, então:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$$

Será adotada bitola de 6,3 mm.

A tabela 7.2 da NBR 6118:2007, diz que para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas, permite-se a redução do cobrimento. Respeitando um mínimo de 15 mm. Sendo assim:

$$d = h - c_{\text{sup}} - \frac{\phi}{2} = 7 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 5,2 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 5,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{332}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 5,2^2}} \right) = 0,46 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,46}{5,2} = 0,088$$

$$0,088 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{332}{43,48 \cdot (5,2 - 0,4 \cdot 0,46)} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

De acordo com a Tabela 19.1 da NBR 6118:2007, para armaduras negativas

$$\rho_s \geq \rho_{\min}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,53 \geq 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok!}$$

Entre L2 e L4:

$$M_d = 4,71 \text{ kNm/m} = 471 \text{ kNcm/m}$$

Como estas duas possuem a mesma espessura, então:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$$

Será adotada bitola de 6,3 mm.

$$d = h - c_{\text{sup}} - \frac{\phi}{2} = 7 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 5,2 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 5,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{471}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 5,2^2}} \right) = 0,66 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,66}{5,2} = 0,127$$

$$0,127 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{471}{43,48 \cdot (5,2 - 0,4 \cdot 0,66)} = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2,20 \geq 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

Entre L4 e L6:

$$M_d = 3,85 \text{ kNm/m} = 385 \text{ kNcm/m}$$

Como a laje 6 possui 9 cm e a laje 4, tem espessura de 7 cm, é usada a menor por ser a mais crítica, então:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$$

Será adotada bitola de 6,3 mm.

$$d = h - c_{\text{sup}} - \frac{\phi}{2} = 7 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 5,2 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 5,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{385}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 5,2^2}} \right) = 0,53 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,53}{5,2} = 0,103$$

$$0,103 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{385}{43,48 \cdot (5,2 - 0,4 \cdot 0,53)} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,78 \geq 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

• Laje 6:

Entre L6 e L4:

Já calculado no ítem anterior.

Entre L6 e L5:

$$M_d = 19,14 \text{ kNm/m} = 1914 \text{ kNcm/m}$$

Como estas duas possuem a mesma espessura de 9 cm, então:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ cm} = 11,25 \text{ mm}$$

Será adotada bitola de 10 mm. Foram testadas bitolas menores, mas conforme foi visto no detalhamento, devido ao alto momento, o espaçamento se tornou muito pequeno, e com isso uma grande quantidade de barras foi necessária, tornando o detalhamento antieconômico.

$$d = h - c_{\text{sup}} - \frac{\phi}{2} = 9 - 1,5 - \frac{1,0}{2} = 7,0 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 7,0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1914}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 7,0^2}} \right) = 2,14 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{2,10}{7,1} = 0,305$$

$$0,259 < 0,305 < 0,628 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{1914}{43,48 \cdot (7,0 - 0,4 \cdot 2,14)} = 7,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 9 = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$7,16 \geq 1,56 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

Entre L6 e L7:

$$M_d = 3,06 \text{ kNm/m} = 306 \text{ kNcm/m}$$

A laje 6 possui 9 cm e a laje 7, tem espessura de 7 cm, usando a menor:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{7}{8} = 0,875 \text{ cm} = 8,75 \text{ mm}$$

Será adotada bitola de 6,3 mm.

$$d = h - c_{\text{sup}} - \frac{\phi}{2} = 7 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 5,2 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 5,2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{306}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 5,2^2}} \right) = 0,42 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,42}{5,2} = 0,081$$

$$0,081 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{306}{43,48 \cdot (5,2 - 0,4 \cdot 0,42)} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

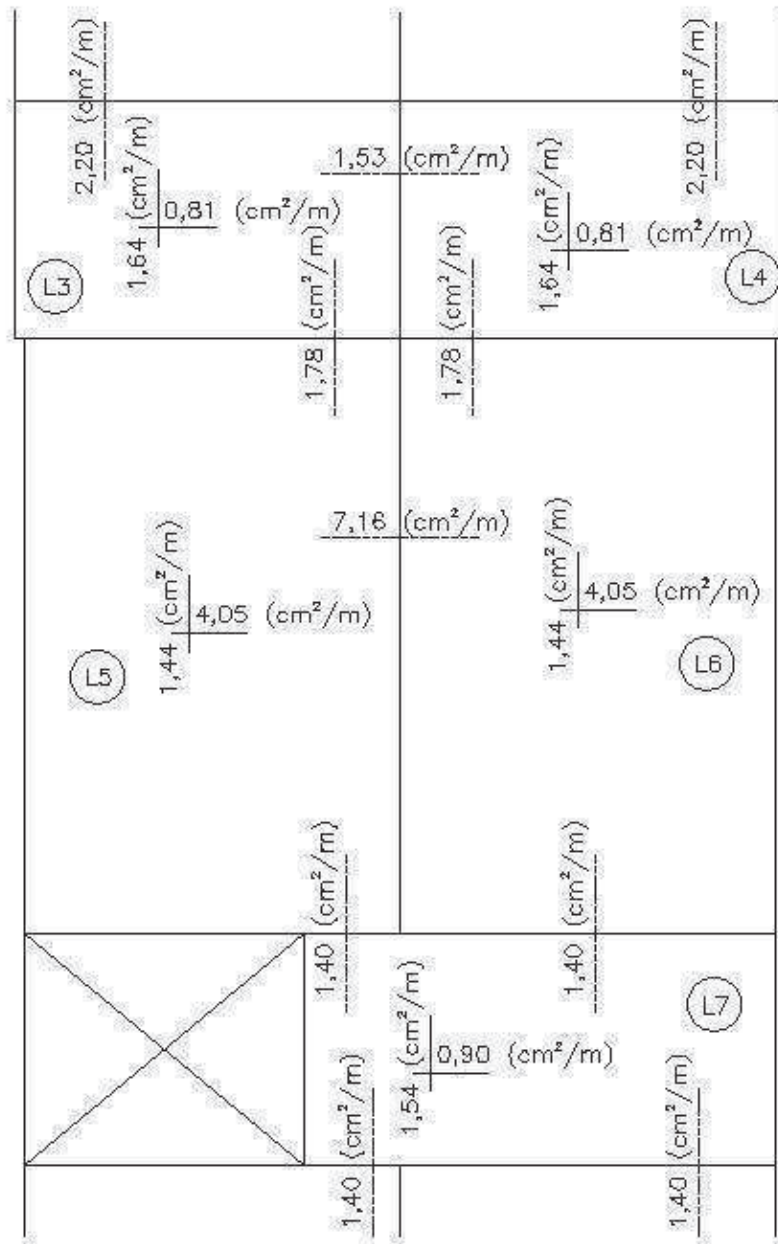
$$1,40 \geq 1,21 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{ok!}$$

• Laje 7:

Todas as ligações da laje 7 (com lajes 5, 6, 8 e 9), são calculadas da mesma forma, por possuírem as mesmas condições. O cálculo já foi demonstrado para a ligação entre as lajes 6 e 7.

Na figura seguinte, segue um resumo com as áreas de aço de algumas lajes:

Figura 21 - Resumo das armaduras calculadas



7.12 Detalhamento das armaduras

7.12.1 Detalhamento das armaduras positivas

• Laje 4:

Na direção x:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi_x = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

Onde $A_{s,uni}$ é a área da seção de uma barra.

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,64 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 5,26 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,26} = 19,00 \text{ cm}$$

Porém, o espaçamento máximo é dado por:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Com isso, o espaçamento máximo é de 14 cm, e, portanto este será adotado.

Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 423 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{423}{14} - 1 = 29,21 \text{ barras}$$

O número de barras deve sempre ser arredondado para cima, portanto temos 30 barras.

Comprimento da armadura:

A armadura positiva vai ser realizada por meio de armadura corrida, com estas sendo colocadas em todo o vão, onde as barras devem entrar nos apoios com um comprimento de $10.\phi$ ou 6cm, pegando o maior entre estes valores. Sendo assim:

$$10.\phi = 10.0,63 = 6,3 \text{ cm} = 7 \text{ cm (arredondo para cima)}$$

$$6 \text{ cm}$$

Deve-se sempre ter cuidado para respeitar o cobrimento. Como as vigas possuem 12 cm de largura, o cobrimento está sendo respeitado. Então:

$$C_x = 7 + 258 + 7 = 272 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 30 $\phi 6,3$ c14 - 272.

Na direção y:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi_y = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\phi^2}{4} = \frac{\pi.0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{0,81 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 2,60 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,60} = 38,42 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h = 2.7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando-se espaçamento como o máximo de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 258 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{258}{14} - 1 = 17,43 = 18 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$10.\phi = 10.0,63 = 6,3 \text{ cm} = 7 \text{ cm (inteiro maior)}$$

$$6 \text{ cm}$$

$$C_y = 7 + 423 + 7 = 437 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 18 $\phi 6,3$ c14 - 437.

• Laje 6:

Na direção x:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi_x = 8,0 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\phi^2}{4} = \frac{\pi.0,8^2}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{4,05 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,503 \text{ cm}^2} = 8,07 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,07} = 12,40 \text{ cm} \rightarrow 12 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h = 2.9 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando-se espaçamento de 12 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 655,5 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{655,5}{12} - 1 = 53,63 = 54 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$10.\emptyset = 10.0,8 = 8 \text{ cm}$$

6 cm

Com as vigas possuindo 12 cm de largura, o cobrimento de 2,5 cm está sendo respeitado.

$$C_x = 8,0 + 410,5 + 8,0 = 426,5 \text{ cm} = 427 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 54 $\emptyset 8,0$ c12 - 427.

Na direção y:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \emptyset_y = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\emptyset^2}{4} = \frac{\pi.0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{1,44 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 4,63 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,63} = 21,59 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h = 2.9 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando-se espaçamento de 18 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 410,5 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{410,5}{18} - 1 = 21,81 = 22 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$10.\phi = 10.0,63 = 6,3 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$6 \text{ cm}$$

$$C_y = 7 + 655,5 + 7 = 669,5 \text{ cm} \approx 670 \text{ cm.}$$

Com detalhamento final de 22 $\phi 6,3$ c18 - 670.

• Laje 7:

Na direção x:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi_x = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\phi^2}{4} = \frac{\pi.0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{1,54 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 4,94 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,94} = 20,24 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h = 2.7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando-se espaçamento como o máximo de 14 cm

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 519,5 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{519,5}{14} - 1 = 36,11 = 37 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$10.\phi = 10.0,63 = 6,3 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$6 \text{ cm}$$

$$C_x = 7 + 253,5 + 7 = 267,5 \text{ cm} = 268 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 37 $\phi 6,3$ c14 - 268.

Na direção y:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi_y = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\phi^2}{4} = \frac{\pi.0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{0,90 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 2,89 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,89} = 34,64 \text{ cm}$$

De acordo com o item 20.1 da NBR 6118::2007, para as armaduras secundárias o espaçamento máximo deve ser de 33 cm. Sendo assim, este último valor será adotado como espaçamento.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O vão livre é de 253,5 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{253,5}{33} - 1 = 6,68 = 7 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$10.\phi = 10.0,63 = 6,3 \text{ cm} = 7 \text{ cm (inteiro maior)}$$

$$6 \text{ cm}$$

$$C_y = 7 + 519,5 + 7 = 533,5 \text{ cm} = 534 \text{ cm.}$$

Com detalhamento final de 7 Ø6,3 c33 - 534.

7.12.2 Detalhamento das armaduras negativas

• Laje 4:

Entre L3-L4:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \varnothing = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,53 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 4,90 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,90} = 20,41 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando-se espaçamento como o máximo de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

Neste caso o vão livre é a distância de contato entre as lajes, sendo de 258 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{258}{14} - 1 = 17,43 = 18 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

Usando o diagrama triangular de momentos deslocados em $0,25.l_{\text{máx}}$, acrescido do comprimento reto de $10.\phi$, mais os ganchos, respeitando os cobrimentos, temos:

$$c = g_e + 2.(0,25.l_{\text{máx}} + 10.\phi) + g_d$$

Onde:

$$g_e = h_e - c_s - c_i$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i$$

Com:

g_e = gancho da esquerda

g_d = gancho da direita

h_e = espessura da laje da esquerda

h_d = espessura da laje da direita

c_s = cobrimento superior

c_i = cobrimento inferior

$l_{x,\text{máx}}$ = é o maior entre os menores vãos das lajes

Então:

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$l_{x,\text{máx}} = 258$$

$$c = g_e + 2.(0,25.l_{\text{máx}} + 10.\phi) + g_d = 3 + 2.(0,25.262 + 10.0,63) + 3 = 149,6 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 18 $\phi 6,3$ c14 - 150.

Entre L2-L4:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}}$$

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi.\phi^2}{4} = \frac{\pi.0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{2,20 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 7,06 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{7,06} = \frac{100}{7,06} = 14,16 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotando espaçamento como o máximo de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

Vão livre é de 423 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{423}{14} - 1 = 29,21 = 30 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \emptyset) + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$l_{x,\text{máx}} = 258$$

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \emptyset) + g_d = 3 + 2 \cdot (0,25 \cdot 262 + 10 \cdot 0,63) + 3 = 149,6 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 30 $\emptyset 6,3$ c14 - 150.

Entre L6-L4:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \emptyset = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,78 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 5,72 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,72} = 17,48 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h = 2.7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaçamento adotado de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

Vão livre é de 410,5 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{410,5}{14} - 1 = 28,32 = 29 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$c = g_e + 2.(0,25.l_{\text{máx}} + 10.\phi) + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5$$

$$l_{x,\text{máx}} = 410,5$$

$$c = g_e + 2.(0,25.l_{\text{máx}} + 10.\phi) + g_d = 3 + 2.(0,25.410,5 + 10.0,63) + 5 = 225,85 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 29 $\phi 6,3$ c14 - 226.

• Laje 6:

Entre L6-L5:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 7,16 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi = 10,0 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{7,16 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,785 \text{ cm}^2} = 9,12 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{9,12} = 10,97 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 9 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaçamento adotado de 10 cm

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

Vão livre é de 655,5 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{655,5}{10} - 1 = 64,55 = 65 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5$$

$$l_{x,\text{máx}} = 410,5$$

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d = 5 + 2 \cdot (0,25 \cdot 410,5 + 10 \cdot 1,0) + 5 = 235,25 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 65 $\phi 10$ c10 - 236.

Entre L6-L7:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,40 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 4,50 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,50} = 22,21 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaçamento adotado de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

Vão livre é de 410,5 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{410,5}{14} - 1 = 28,32 = 29 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$l_{x,\text{máx}} = 258$$

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d = 5 + 2 \cdot (0,25 \cdot 258 + 10 \cdot 0,63) + 3 = 149,6 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 29 $\phi 6,3$ c14 - 150.

• Laje 7:

Entre L7-L5, L7-L8:

Do dimensionamento temos:

$$A_{s/m} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ e } \phi = 6,3 \text{ mm}$$

O número de barras necessárias por metro é:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}}$$

$$A_{s,uni} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,40 \text{ cm}^2/\text{m}}{0,312 \text{ cm}^2} = 4,50 \text{ barras/m}$$

O espaçamento é dado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,50} = 22,21 \text{ cm}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaçamento adotado como o máximo de 14 cm.

Quantidade de barras na laje:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1$$

O contato entre estas duas lajes é 94 cm para esta armadura, sendo assim:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{94}{14} - 1 = 5,71 = 6 \text{ barras}$$

Comprimento da armadura:

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 7 - 1,5 - 2,5 = 3$$

$$l_{x,\text{máx}} = 258$$

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d = 5 + 2 \cdot (0,25 \cdot 258 + 10 \cdot 0,63) + 3 = 149,6 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 6 $\phi 6,3$ c14 - 150.

Entre L7-L6, L7-L9:

Já foi calculado anteriormente no item da laje 6. Como a estrutura é simétrica, o contato entre as lajes 7 e 9 será calculado da mesma maneira.

Otimizando a armadura negativa da Laje 7, considerando aspectos de execução:

Conforme se sabe, a estrutura é simétrica, então esta laje receberá a mesma armadura negativa em suas duas bordas engastadas. Como seu vão é pequeno, a distância livre entre as armaduras também será. Medindo em planta pode-se ver que esta distância é de 130 cm. Com isso, se torna mais viável para execução, juntar estas armaduras e transformá-las em apenas uma.

O novo comprimento final é de:

$$c = g_e + 2 \cdot [2 \cdot (0,25 \cdot l_{\text{máx}} + 10 \cdot \emptyset)] + g_d + 130$$

$$c = 5 + 2 \cdot [2 \cdot (0,25 \cdot 258 + 10 \cdot 0,63)] + 5 + 130 = 423,2 \text{ cm}$$

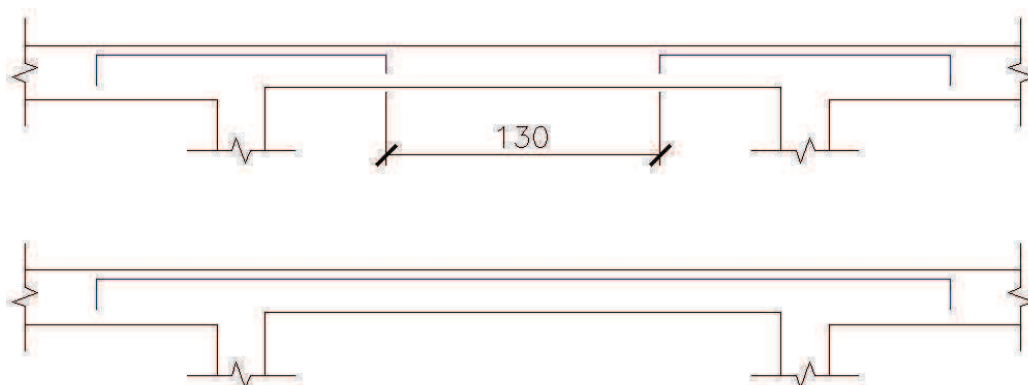
Com isso o detalhamento final para a armadura negativa da laje 7 fica:

Entre L5-L7-L9: 6Ø6,3 c14 - 424.

Entre L5-L7-L9: 29Ø6,3 c14 - 424.

A figura a seguir demonstra o procedimento adotado para esta otimização na armadura negativa:

Figura 22 - Detalhe da Armadura Negativa na Laje 7



7.12.3 Detalhamento final

Ao fim desta etapa, temos o detalhamento final das armaduras conforme as figuras a seguir:

Figura 23 - Resumo das Armaduras positivas

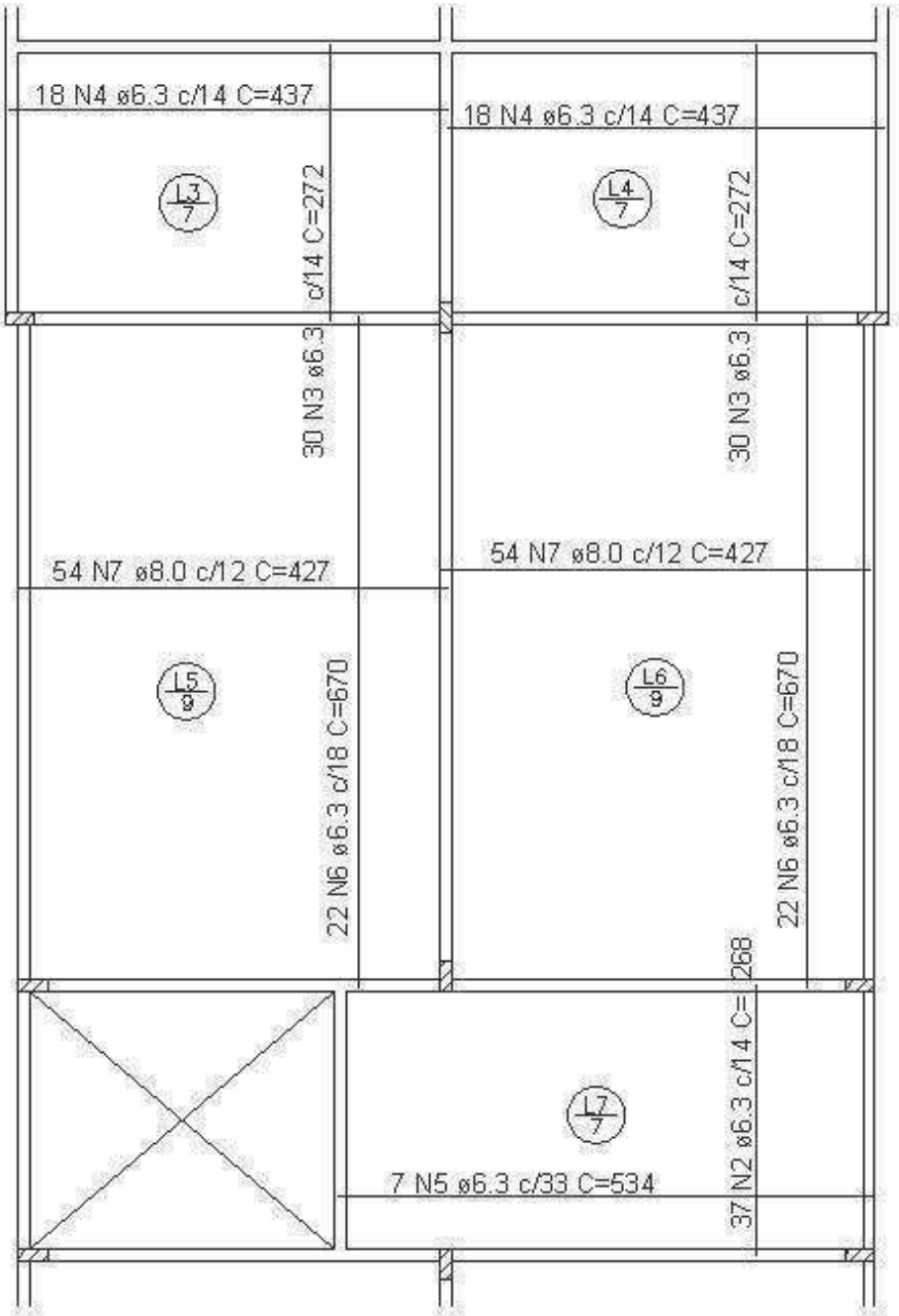
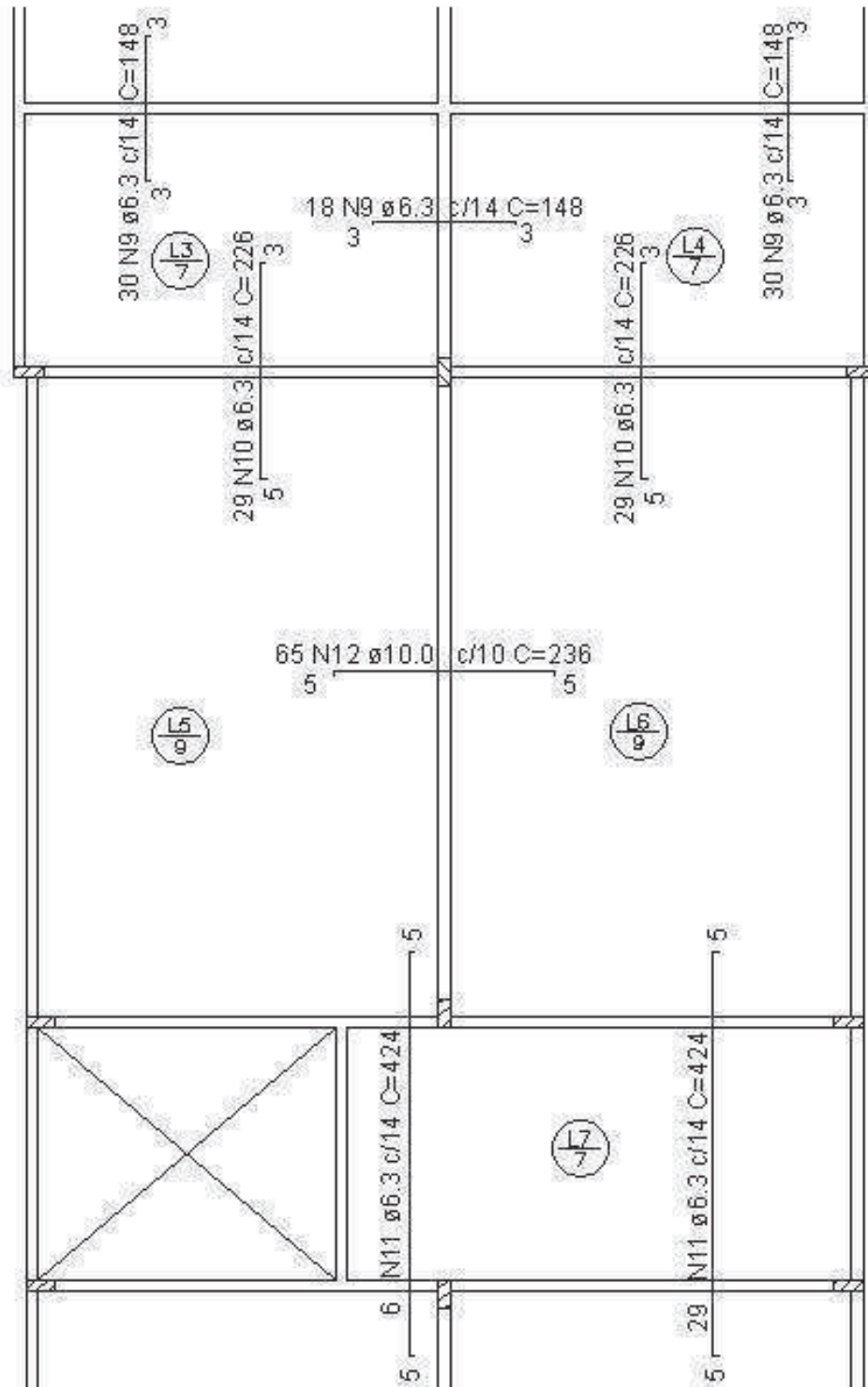


Figura 24 - Resumo das Armaduras negativas



7.13 Reações da laje nas vigas

As reações das lajes nas vigas que a contornam, são determinadas por meio das seguintes equações:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

Onde:

k_x , k_y , k'_x e k'_y são coeficientes retirados de tabelas, conforme o caso de vinculação e a relação entre os vãos das lajes;

l_x é o menor vão da laje;

p é o carregamento da laje utilizando a combinação rara.

• Laje 4:

$$p = g + q = 4,62 + 1,5 = 6,12 \text{ kN/m}^2$$

Esta laje se enquadra no caso 8, e $\lambda = 1,63$. Para estas condições os coeficientes são:

$$k_x = 0,0 \quad k_y = 1,44 \quad k'_x = 3,79 \quad k'_y = 2,50$$

$$l_x = 262 \text{ cm} = 2,62 \text{ m.}$$

Tendo estas informações, as reações são:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 0$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 1,44 \cdot 6,12 \cdot \frac{2,62}{10} = 2,31 \text{ kN/m}$$

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 3,79 \cdot 6,12 \cdot \frac{2,62}{10} = 6,08 \text{ kN/m}$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 2,50 \cdot 6,12 \cdot \frac{2,62}{10} = 4,01 \text{ kN/m}$$

Verificando o carregamento:

Carga total na laje:

$$P_1 = p \cdot l_x \cdot l_y = 6,12 \cdot 2,62 \cdot 4,27 = 68,55 \text{ kN}$$

Carga total nas vigas:

$$P_2 = q'_x \cdot l_y + q'_y \cdot l_y + q_y \cdot l_x + q'_y \cdot l_x$$

$$P_2 = 6,08 \cdot 4,27 + 6,08 \cdot 4,27 + 2,31 \cdot 2,62 + 4,01 \cdot 2,62 = 68,54 \text{ kN}$$

Ok!

• Laje 6:

$$p=g+q=4,86+2,0=6,86 \text{ kN/m}^2$$

Caso 3, e $\lambda=1,59$. Para estas condições os coeficientes são:

$$k_x=2,82 \quad k_y=1,83 \quad k'_x=4,88 \quad k'_y=0$$

$$l_x=416 \text{ cm} = 4,16 \text{ m.}$$

Tendo estas informações, as reações são:

$$q_x=k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}=2,82 \cdot 6,86 \cdot \frac{4,16}{10}=8,05 \text{ kN/m}$$

$$q_y=k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}=1,83 \cdot 6,86 \cdot \frac{4,16}{10}=5,22 \text{ kN/m}$$

$$q'_x=k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}=4,88 \cdot 6,86 \cdot \frac{4,16}{10}=13,92 \text{ kN/m}$$

$$q'_y=k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}=0,0 \cdot 6,86 \cdot \frac{4,16}{10}=0,0 \text{ kN/m}$$

Verificando o carregamento:

Carga total na laje:

$$P_1=p \cdot l_x \cdot l_y=6,86 \cdot 4,16 \cdot 6,61=188,56 \text{ kN}$$

Carga total nas vigas:

$$P_2=q_x \cdot l_y + q'_x \cdot l_y + q_y \cdot l_x + q'_y \cdot l_x$$

$$P_2=8,05 \cdot 6,61 + 13,92 \cdot 6,61 + 5,22 \cdot 4,16 + 0,0 \cdot 4,16=188,62 \text{ kN}$$

Ok!

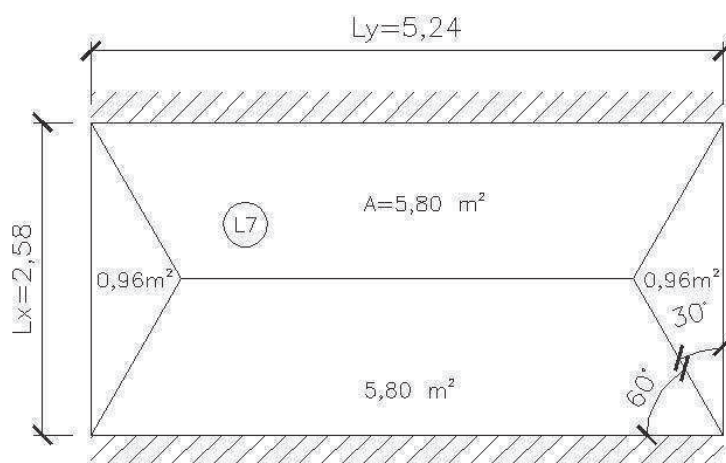
• Laje 7:

$$p=g+q=2,94+2,0=4,94 \text{ kN/m}^2$$

Para esta laje será demonstrado o processo das áreas:

No encontro entre bordas engastadas e apoiadas, o ângulo será de 60° a partir do engaste, e então se calcula as áreas. Feito este processo, os seguintes resultados foram obtidos:

Figura 25- Reações de apoio Laje 7



A carga total na viga é calculada multiplicando-se a área de influência pelo carregamento da laje, sendo assim:

$$P'_x = A \cdot p_{\text{laje}} = 5,80 \cdot 4,94 = 28,65 \text{ kN}$$

$$P_y = A \cdot p_{\text{laje}} = 0,96 \cdot 4,94 = 4,74 \text{ kN}$$

E, finalmente para achar a carga distribuída, divide-se pelo vão:

$$q'_x = \frac{P'_x}{l_y} = \frac{28,65}{5,24} = 5,47 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{P_y}{l_x} = \frac{4,74}{2,58} = 1,84 \text{ kN/m}$$

Verificando o carregamento:

Carga total na laje:

$$P_1 = p \cdot l_x \cdot l_y = 4,94 \cdot 2,58 \cdot 5,24 = 66,78 \text{ kN}$$

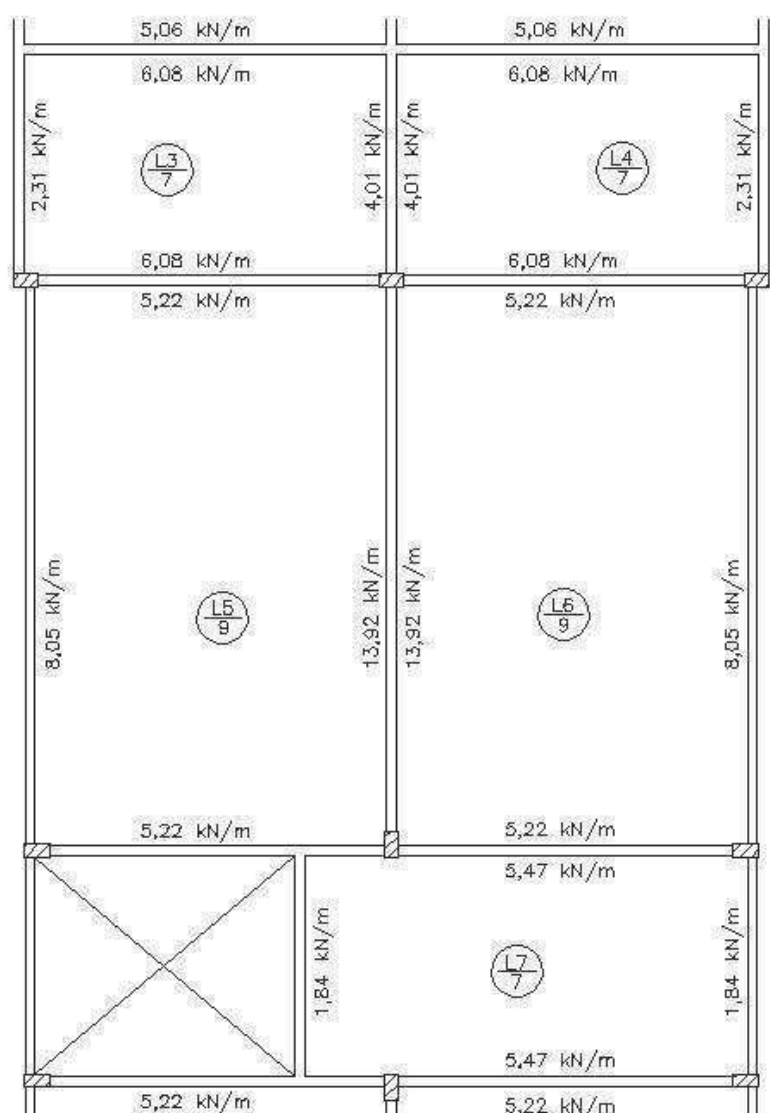
Carga total nas vigas:

$$P_2 = P'_x + P'_x + P_y + P_y = 28,65 + 28,65 + 4,74 + 4,74 = 66,82 \text{ kN.}$$

Ok!

A seguir, segue um desenho esquemático, mostrando o carregamento das lajes nas suas vigas de apoio:

Figura 26 - Resumo das Reações de Apoio



7.14 Verificação ao cisalhamento

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}, \text{ não maior que } 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1$$

• Laje 4:

A reação de apoio mais crítica nesta laje é $q'_x = 6,08 \text{ kN/m}$. Então:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_s = 1,4 \cdot 6,08 = 8,51 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,042 = 1,558$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{8,0312}{100,42} = 0,0060 \text{ (barras de 6,3 mm, na qual a área de seção é 0,312}$$

cm^2 , a cada 14 cm, resultando em oito barras por metro.)

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (pois não há força normal na seção)}$$

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,558 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0060)] \cdot 1,0 \cdot 0,042 = 33,95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 8,51 \leq V_{Rd1} = 33,95$$

Portanto a condição é satisfeita, não existe a necessidade de armadura transversal de cisalhamento.

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d$$

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = 0,7 - \frac{30}{200} = 0,55 > 0,5 \rightarrow \alpha_{v1} = 0,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 21430 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 21430 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,042 = 201,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 8,51 \leq V_{Rd2} = 201,79$$

Portanto a condição é satisfeita, e não há problema de compressão excessiva nas bielas de concreto.

• Laje 6:

A reação de apoio mais crítica nesta laje é $q'_x = 13,92 \text{ kN/m}$. Então:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_s = 1,4 \cdot 13,92 = 19,49 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,061 = 1,539$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{9,0,503}{100,6,1} = 0,0074 \text{ (barras de 8 mm, na qual a área de seção é } 0,503 \text{ cm}^2,$$

a cada 12 cm, resultando em nove barras por metro.)

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (pois não há força normal na seção)}$$

$$V_{Rd1} = [362,1,539 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0074)] \cdot 1,0 \cdot 0,061 = 50,86 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 19,49 \leq V_{Rd1} = 50,86$$

Portanto a condição é satisfeita, não existe a necessidade de armadura transversal de cisalhamento.

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d$$

$$\alpha_{v1} = 0,5$$

$$f_{cd} = 21430 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 21430 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,061 = 294,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 19,49 \leq V_{Rd2} = 294,13$$

Portanto a condição é satisfeita, e não há problema de compressão excessiva nas bielas de concreto.

• Laje 7:

A reação de apoio mais crítica nesta laje é $q'_x = 5,47 \text{ kN/m}$. Então:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_s = 1,4 \cdot 5,47 = 7,66 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,042 = 1,558$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{8,0,312}{100,4,2} = 0,0060 \text{ (barras de 6,3 mm, na qual a área de seção é } 0,312$$

cm^2 , a cada 14 cm, resultando em oito barras por metro.)

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (pois não há força normal na seção)}$$

$$V_{Rd1} = [362,1,558 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0060)] \cdot 1,0 \cdot 0,042 = 33,95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 7,66 \leq V_{Rd1} = 33,95$$

Portanto a condição é satisfeita, não existe a necessidade de armadura transversal de cisalhamento.

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$\alpha_{v1} = 0,5$$

$$f_{cd} = 21430 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 21430 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,042 = 201,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 7,66 \leq V_{Rd2} = 201,79$$

Portanto a condição é satisfeita, e não há problema de compressão excessiva nas bielas de concreto.

8 ESCADAS

8.1 Considerações iniciais

As escadas possuem dimensionamento semelhante ao de uma viga, podendo seguir os mesmos critérios de carregamentos, obtenção de esforços, dimensionamento e as verificações.

Existem vários tipos de escadas a adotar, porém deve-se utilizar um modelo mais adequado para cada caso. Entre eles temos, por exemplo:

- Escadas armadas transversalmente, onde os apoios são as vigas ou paredes que se situam longitudinalmente nas faces laterais da escada;
- Escadas armadas longitudinalmente, que podem ser calculadas, tomando-se para o vão o valor da projeção horizontal do comprimento da escada e para a carga aquela que age verticalmente por metro quadrado de projeção horizontal;
- Escadas armadas em cruz, onde os esforços são calculados utilizando tabelas para ações verticais e considerando os vãos medidos na horizontal.

Para as escadas com presença de patamar, o cálculo consiste em se considerar a escada como simplesmente apoiada, lembrando que a ação atuante no patamar geralmente é diferente daquela atuante nos lances de degraus.

É recomendada, para uma escada confortável ao usuário, que se atenda a condição $s+2.e=60$ cm a 64 cm, onde “s” representa o passo da escada e “e” o espelho ou altura do degrau.

Neste projeto será calculada uma escada armada longitudinalmente, com um patamar entre os lances de degraus. A altura que a escada em questão deve vencer é de 2,88 m, com um espelho de 18 cm, e um passo de 27 cm. São apresentadas a seguir figuras contendo os principais dados da escada:

Figura 27 - Planta Esquemática da Escada

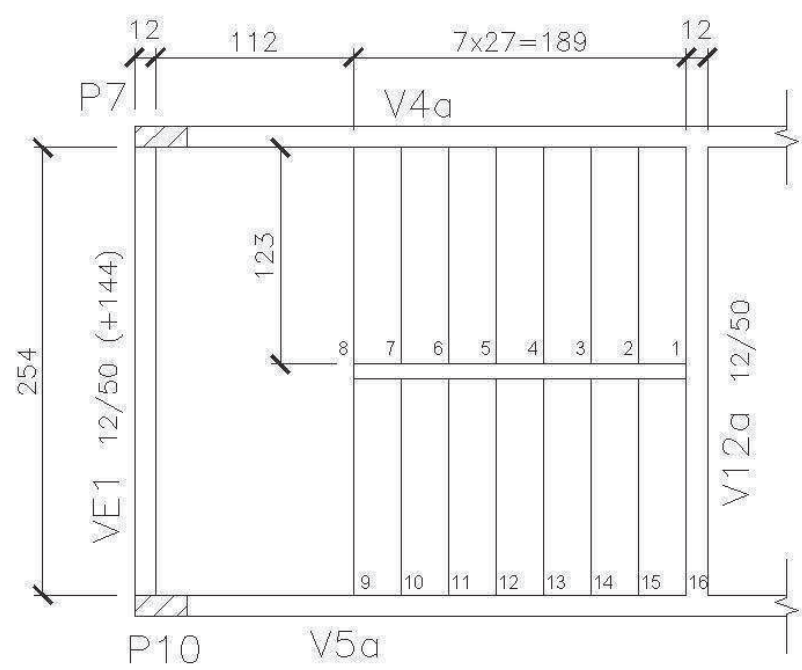
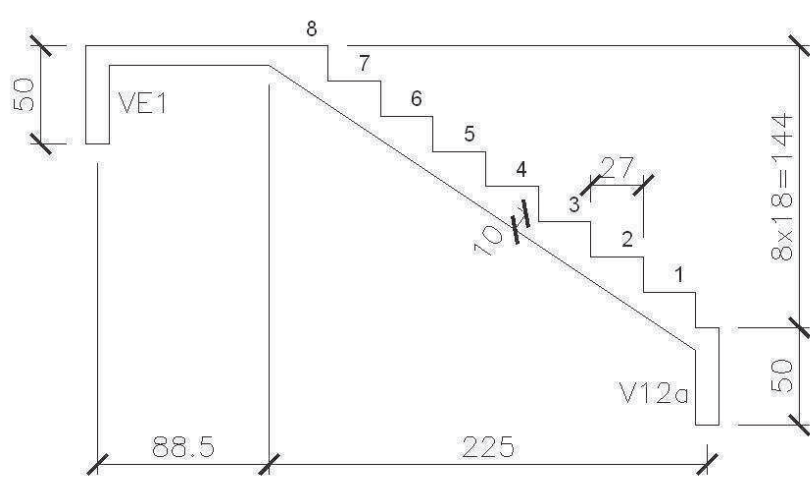


Figura 28 - Corte Esquemático da Escada



8.2 Altura média

Para encontrar o carregamento devido ao peso próprio, é necessário o cálculo da altura média h_m nos lances inclinados, que representa a altura equivalente que será preenchida por concreto. Para esse cálculo utilizam-se as seguintes equações:

$$\tan \alpha = \frac{e}{s} \quad h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad h_m = h_1 + \frac{e}{2}$$

Então, para a escada em questão, temos:

$$\tan \alpha = \frac{e}{s} = \frac{18}{27} = 0,67 \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} = \frac{10 \text{ cm}}{\cos 33,69^\circ} = 12,02 \text{ cm}$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} = 12,02 + \frac{18}{2} = 21,02 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

8.3 Definição dos carregamentos

8.3.1 Trecho inclinado

- **Peso Próprio:**

É calculado multiplicando-se a espessura média da escada pelo peso específico do concreto armado.

$$g_{pp} = \gamma_{\text{conc}} \cdot h_m = 25 \cdot 0,21 = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

- **Revestimento:**

De acordo com Pinheiro (1997), costumam ser adotados valores entre 0,8 kN/m² a 1,2 kN/m², onde será adotado este último a favor da segurança.

- **Gradil:**

Segundo Pinheiro (1997), quando a ação do gradil não está aplicada diretamente sobre uma viga de apoio, ela deve ser considerada no cálculo da laje. Esta ação é uma força linearmente distribuída ao longo da borda da laje, porém por simplificação, transforma-se a resultante desta ação em outra uniformemente distribuída. O peso do gradil no geral varia entre 0,3 kN/m a 0,5 kN/m. Para a escada a ser calculada usaremos o maior valor a favor da segurança, então:

$$g_{\text{gradil}} = \frac{P_{\text{gradil}}}{l} = \frac{0,5}{1,23} = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

- Carga permanente:

Somando-se as cargas calculadas até então, temos:

$$g=5,25+1,2+0,42=6,87 \text{ kN/m}^2$$

- Carga accidental:

As cargas accidentais são definidas de acordo com a finalidade do edifício. De acordo com NBR 6120:1980, para escadas sem acesso ao público, o valor é de $2,50 \text{ kN/m}^2$.

- Carregamento total:

$$p=g+q=6,87+2,5=9,37 \text{ kN/m}^2$$

8.3.2 Patamar

- Peso próprio:

O peso do patamar é calculado de maneira igual ao das lajes, simplesmente multiplicando a espessura do patamar pelo peso específico do concreto armado.

$$g_{pp}=\gamma_{\text{conc}} \cdot h_{\text{pat}}=25 \cdot 0,10=2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Revestimento:

Assim como no trecho inclinado, será adotado o valor de $1,2 \text{ kN/m}^2$.

- Carga permanente:

Somando-se as cargas, temos:

$$g=2,5+1,2=3,7 \text{ kN/m}^2$$

- Carga accidental:

Também terá o valor de $2,5 \text{ kN/m}^2$, conforme já definido anteriormente.

- Carregamento total:

$$p=g+q=3,7+2,5=6,2 \text{ kN/m}^2$$

8.4 Esforços solicitantes

Foram calculados através de um modelo de viga isostática, exatamente como para as lajes unidirecionais. Obtiveram-se estes esforços com auxílio do software Ftool, onde definiu-se os apoios como centrados no eixo das vigas de apoio.

Figura 29 - Modelo Estático da Escada

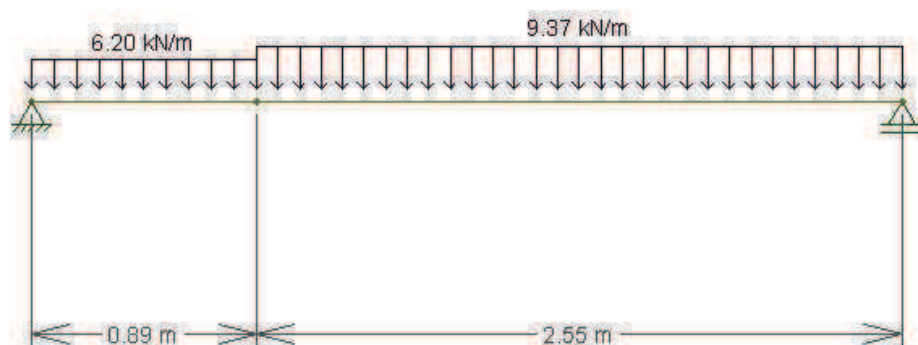
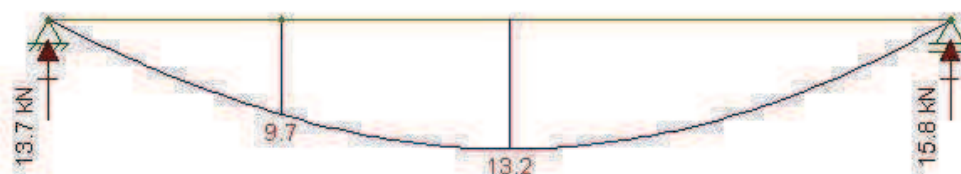


Figura 30 – Reações de Apoio e Diagrama de Momentos Fletores da Escada



8.5 Dimensionamento da armadura principal

• $\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{10}{8} = 1,25 \text{ cm} = 12,5 \text{ mm} \rightarrow$ Será adotado barras de 10 mm.

• Estimando a altura útil:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 10 - 2,5 - \frac{1,0}{2} = 7 \text{ cm}$$

• Posição da linha neutra:

Do diagrama de momentos fletores da escada retirado do Ftool, temos $M = 13,2 \text{ kN.m/m}$.

$$M_d = 1,4 \cdot M = 1,4 \cdot 13,2 = 18,48 \text{ kN.m/m} = 1848 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 2,143 \text{ kN/cm}$$

$$b_w = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 7,0 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1848}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 7,0^2}} \right] = 2,05 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{2,05}{7,0} = 0,293 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{1848}{43,48 \cdot (7,0 - 0,4 \cdot 2,05)} = 6,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima:

A escada é considerada como uma laje unidirecional, e como já visto anteriormente em lajes:

$$\rho_s = \rho_{\min}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,173}{100}$$

$$A_s \geq \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto como a área de aço calculada é maior que a mínima prevista em Norma, mantém-se o valor calculado.

- Espaçamento das barras:

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/\text{m}}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{6,88}{0,785} = 8,76 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,76} = 11,41 \text{ cm} \rightarrow \text{Adota-se } 11 \text{ cm}$$

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{123}{11} - 1 = 10,18 \rightarrow \text{Adota-se } 11 \text{ barras.}$$

8.6 Dimensionamento da armadura secundária

- Cálculo da área de aço:

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} 20\% \text{ da principal} \\ 0,5 \cdot \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} \frac{20}{100} \cdot 6,88 = 1,376 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 0,865 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s/s} = 1,376 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

- Espaçamento das barras:

Adotando-se barras de 6,3 mm.

$$A_{s,\text{uni}} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{1,376}{0,312} = 4,41 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,41} = 22,67 \text{ cm} \rightarrow \text{Adota-se } 22 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} \leq \{33 \text{ cm}$$

- Quantidade de barras:

Esta armadura será distribuída nos lances inclinados e patamares, será visto no desenho do detalhamento final a quantidade de barras necessárias.

8.7 Verificação da flecha

Carregamentos:

Para o estado limite de serviço, a combinação utilizada para se efetuar as verificações é:

$$p_{\text{serv}} = g + \psi_2 \cdot q$$

- Lance inclinado:

A obtenção dos carregamentos já foi demonstrada anteriormente, e para este trecho temos:

$$g = 6,87 \text{ kN/m}^2 \qquad q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$p = g + \psi_2 \cdot q = 6,87 + 0,3 \cdot 2,50 = 7,62 \text{ kN/m}^2$$

- Patamar:

$$g = 3,70 \text{ kN/m}^2 \qquad q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$p = g + \psi_2 \cdot q = 3,70 + 0,3 \cdot 2,50 = 4,45 \text{ kN/m}^2$$

Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,896 \text{ MPa} = 2896 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,1^3}{12} = 0,000083 \text{ m}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$M_R = \frac{1,5 \cdot 2896 \cdot 0,000083}{0,5} = 7,24 \text{ kN/m}^2$$

Com os carregamentos de serviço já calculados, com o auxílio do programa Ftool, encontra-se o diagrama de momentos fletores:

Figura 31 - Carregamento da Escada no ELS

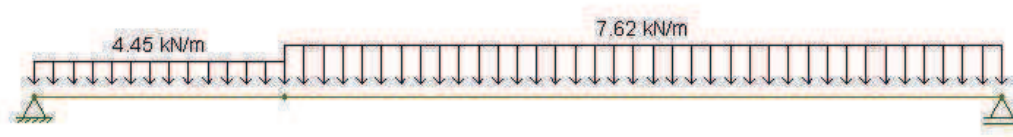
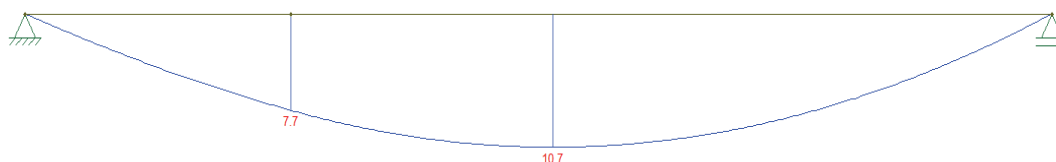


Figura 32 - Momentos de Serviço da Escada



Como o diagrama apresentou momento de serviço maior que o momento de fissuração, a peça se encontra fissurada e há a necessidade do cálculo da inércia equivalente para o estágio II.

- Relação entre o módulo de elasticidade do concreto e aço:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26072} = 8,05$$

- Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_s = 6,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 6,88}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 7}{8,05 \cdot 6,88}} \right] = 2,29 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{100 \cdot 2,29^3}{3} + 8,05 \cdot 6,88 \cdot (7 - 2,29)^2 = 1629,64 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{7,24}{10,7} \right)^3 \cdot 0,000083 + \left[1 - \left(\frac{7,24}{10,7} \right)^3 \right] \cdot 0,00001629 = 0,000037 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,000037}{1}} = 0,08 \text{ m}$$

Com isto, com estes novos parâmetros, cria-se uma laje com esta altura equivalente para se determinar os valores da flecha imediata.

Flecha imediata:

Tendo estes valores de carregamento para o estado limite de serviço, através do software Ftool, temos:

Figura 33 - Flecha Imediata da Escada



Do diagrama de deslocamentos acima, o valor para flecha imediata:

$$f_0 = 5,24 \text{ mm} = 0,524 \text{ cm}$$

Cálculo da Flecha diferida:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$\rho' = 0$ (não há armadura de compressão)

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$\xi(t) = 2$ para $t \geq 70$ meses (Tabela 17.1 NBR 6118:2007), pois se deseja conhecer a flecha total.

No caso de considerar o primeiro carregamento somente aos 21 dias:

$$t = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^{0,7}) \cdot 0,7^{0,32} = 0,605$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,605}{1 + 50 \cdot 0} = 1,395$$

Cálculo da Flecha total:

$$f_\infty = (1 + \alpha_f) \cdot f_0$$

$$f_\infty = (1 + 1,395) \cdot 0,524 = 1,255 \text{ cm}$$

Flecha limite (aceitabilidade sensorial):

• Visual:

$$f_\infty = 1,255 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{344}{250} = 1,38 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o limite → ok!

8.8 Verificação ao cisalhamento

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_s = 1,4 \cdot 15,8 = 22,12 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/cm}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,07 = 1,53$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{5,0312}{100 \cdot 7,0} = 0,0022 \text{ (barras de 6,3 mm na qual a área da seção é de}$$

0,312 cm² a cada 22 cm, resultando em cinco barras por metro);

$\sigma_{cp} = 0$ (não existe força normal na seção);

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,53 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0022)] \cdot 1,0 \cdot 0,07 = 49,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22,12 \leq V_{Rd1} = 49,94$$

Portanto a condição é satisfeita, não existe a necessidade de armadura transversal de cisalhamento.

8.9 Verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d$$

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = \left(0,7 - \frac{30}{200}\right) = 0,55 > 0,5 \rightarrow \alpha_{v1} = 0,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 21430 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 21430 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,07 = 337,52 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22,12 \leq V_{Rd2} = 337,52$$

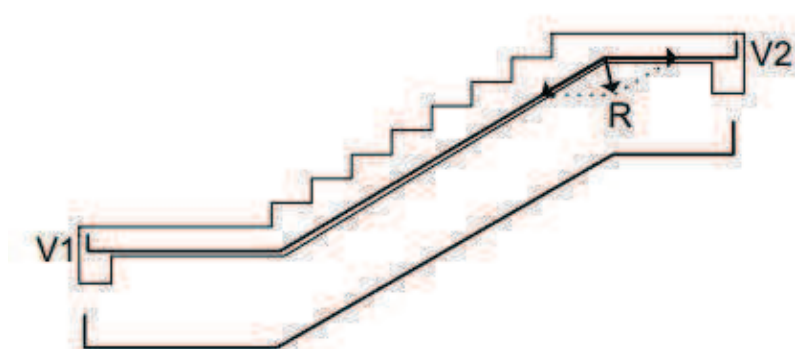
Portanto a condição é satisfeita, e não há problema de compressão excessiva nas bielas de concreto.

8.10 Empuxo ao vazio

Na seção de inflexão do trecho com degraus para o patamar, um cuidado especial deve ser tomado com o detalhamento da armadura. Sempre que existir tendência à retificação da barra tracionada, em regiões em que a resistência a esses deslocamentos seja proporcionada por cobrimento insuficiente de concreto, a permanência da barra em sua posição deve ser garantida por detalhamento especial. Deve-se substituir cada barra da armadura principal por outras duas prolongadas além do seu cruzamento e devidamente ancoradas.

Pode-se perceber através da Figura 34 a seguir que a armadura tem uma tendência a se retificar, saltando para fora da massa de concreto que nessa região, tem apenas a espessura do cobrimento:

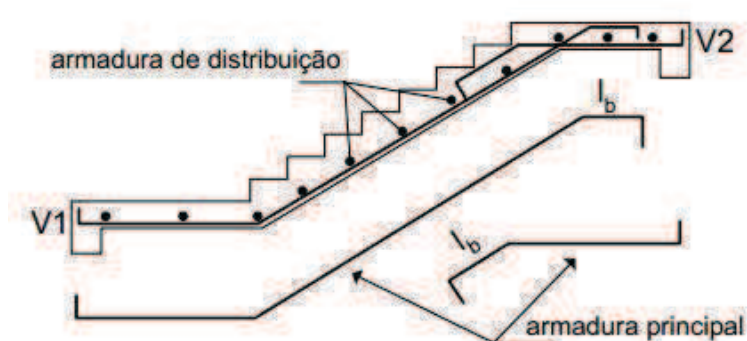
Figura 34 - Empuxo ao vazio



Fonte: ARAÚJO, 2010

Este detalhamento mostrado na figura anterior deve ser evitado, pois existe a possibilidade de ruptura do concreto e exposição da armadura. O detalhamento mais adequado segue na figura a seguir:

Figura 35 - Detalhamento Correto das armaduras



Fonte: ARAÚJO, 2010

8.11 Cálculo do comprimento básico de ancoragem

- Resistência de aderência:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Onde:

$\eta_1 = 2,25$ para barras alta aderência (CA-50);

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

Figura 37 - Seção A-A da Escada

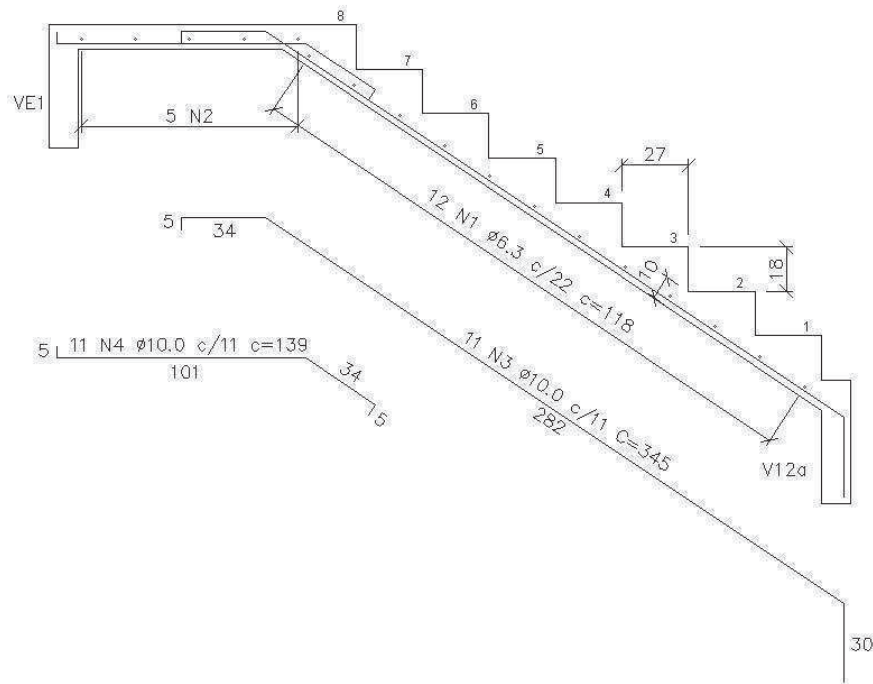


Figura 38 - Seção B-B da Escada

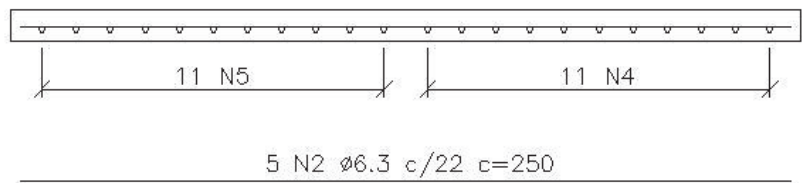
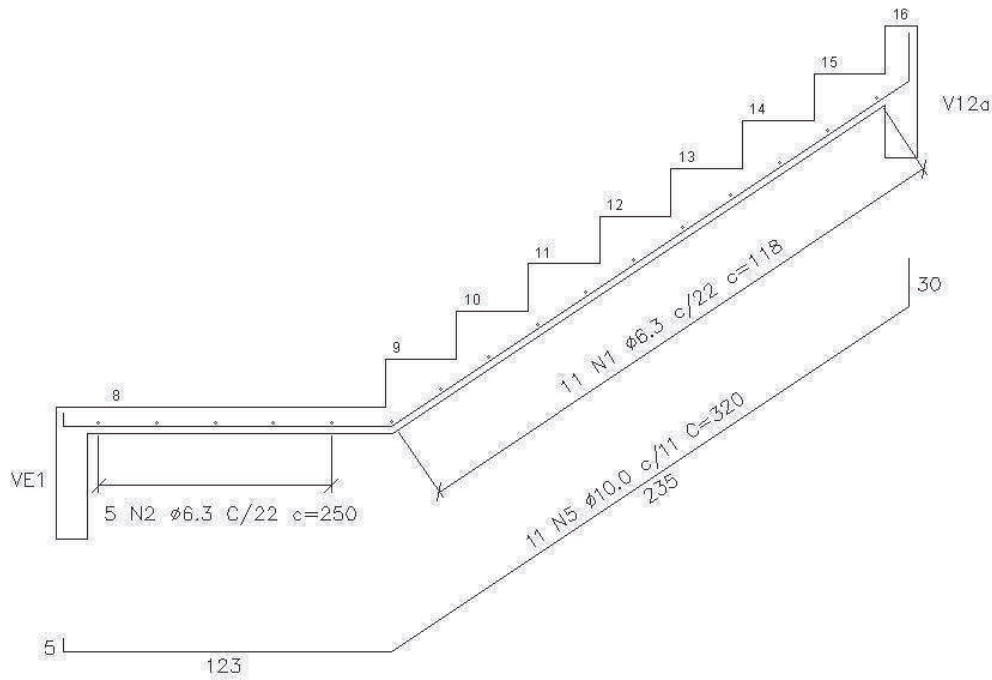


Figura 39 - Seção C-C da Escada



9 VIGAS

Vigas são consideradas elementos lineares, pelo fato de apresentarem o comprimento longitudinal consideravelmente maior que as dimensões da seção transversal. Tem como função receber os esforços das lajes, paredes, outras vigas, e até mesmo, em certos casos, de alguns pilares, transmitindo as cargas para os pilares.

Estes elementos serão dimensionados para resistir às cargas verticais aos quais são solicitados, onde os esforços que predominam são o momento fletor e o cortante.

9.1 Vãos efetivos

Considerando os apoios suficientemente rígidos a translação vertical, podem-se calcular os vãos efetivos pelas seguintes expressões:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2 \\ 0,3.h \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} t_2/2 \\ 0,3.h \end{cases}$$

Onde:

l_0 = distância entre as faces internas de dois apoios;

t_1 = largura do apoio à esquerda;

t_2 = largura do apoio à direita;

h = altura da seção da viga;

9.2 Vinculação

De acordo com o item 14.6.7.1 da ABNT NBR 6118:2007, referente ao modelo de viga contínua, foram consideradas as vigas solidarizadas aos pilares, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários.

9.3 Pré-dimensionamento

No item 13.3.2 da ABNT NBR 6118:2007, podem se encontrar as dimensões limites para seção transversal de vigas, as quais não deve apresentar largura menor que 12 cm. Porém, este limite pode ser reduzido, respeitando um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo que as seguintes condições necessitam ser respeitadas:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos pela Norma;

- Lançamento e vibração do concreto conforme a ABNT NBR 14931.

É importante levar em conta para a altura das vigas, que elas respeitem as aberturas como portas e janelas.

As larguras das vigas, quando possível, devem preferencialmente ser adotadas de maneira que fiquem embutidas nas paredes.

Para o projeto, como as paredes possuem 15 cm de espessura, descontando 1,5 cm de revestimento para cada lado, teremos a princípio vigas com 12 cm de largura. Visando otimizar o cimbramento, procurou-se padronizar as alturas das vigas, adotando o valor de 50 cm.

9.4 Esforços

As cargas que atuam nas vigas podem ser admitidas uniformemente distribuídas, como: peso próprio, peso de paredes e reações de apoio das lajes. Também podem atuar de forma concentrada, como: cargas vindas de outras vigas, ou pilares, como no caso das vigas de transição. Os valores de pesos específicos aparentes dos materiais e as cargas acidentais foram retirados das tabelas 1 e 2 da NBR 6120:1980.

- Peso próprio estrutural:

É calculado multiplicando a área da seção transversal da viga pelo peso específico do concreto armado.

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot A_{seção}$$

$$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Paredes:

É considerada uniformemente distribuída:

$$g_{\text{par}} = \gamma_{\text{par}} \cdot A_{\text{seção}}$$

$$\gamma_{\text{par}} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (adotado para alvenaria de tijolos furados mais argamassa);}$$

Para o cálculo deste peso, não se descontou as aberturas, e a altura da seção foi adotada como a distância entre as lajes, descontada a altura da viga.

- Carregamentos provenientes das lajes:

O carregamento proveniente das reações das lajes foi obtido por meio de tabelas, conforme já mencionado no capítulo de lajes, calculado pelas expressões:

Reações nas vigas em bordas simplesmente apoiadas:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \qquad q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

Reações nas vigas em bordas engastadas:

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \qquad q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

- Carregamentos concentrados:

Os carregamentos concentrados nas vigas são referentes a reação de apoio de vigas secundárias ou pilares que se apoiam nestas. Os valores desses carregamentos foram obtidos com o auxílio do programa Ftool.

- Carregamento proveniente das escadas:

As escadas são apoiadas em vigas, e o carregamento proveniente da reação de apoio deve ser considerado no dimensionamento das vigas, assim como das lajes. O carregamento foi obtido também através do auxílio do programa Ftool.

9.5 Momentos fletores

Com a definição dos carregamentos, é possível efetuar o cálculo das solicitações na viga. Será utilizado o programa Ftool para determinar os momentos fletores solicitantes para posterior dimensionamento à flexão.

9.6 Dimensionamento da armadura longitudinal

O dimensionamento das vigas segue os mesmos parâmetros já descritos no capítulo de lajes. A partir do equilíbrio de forças atuantes na seção são deduzidas as equações para a área de aço necessária para resistir aos esforços de tração, e se necessário, auxiliar o concreto na resistência a compressão.

Conforme as seções pré-dimensionadas, é definida uma altura útil de acordo com o cobrimento recomendado pela Norma e da escolha de uma armadura inicial, determinando então a posição da linha neutra e seu domínio de deformação, e a área de aço a ser disposta de forma longitudinal na viga. Este dimensionamento é executado para os máximos momentos atuantes, geralmente positivos nos vãos, e negativos nos apoios.

A altura útil inicial é a distância do centro de gravidade da armadura de tração até a face da borda comprimida, dada pela seguinte equação:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2}$$

Com a estimativa da altura útil, será calculada a posição da linha neutra para definição do domínio de deformação ao qual se encontra a viga:

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right]$$

Determinada a posição da linha neutra, encontra-se o domínio de deformação da peça, onde:

$$\frac{x}{d} < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2};$$

$$0,259 \leq \frac{x}{d} \leq 0,628 \rightarrow \text{Domínio 3};$$

$$\frac{x}{d} > 0,628 \rightarrow \text{Domínio 4}.$$

De acordo com o item 14.6.4.3 da NBR 6118:2007, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais deve-se obedecer a relação $\frac{x}{d} < 0,5$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa.

9.7 Armadura mínima

As armaduras deverão respeitar os valores mínimos recomendados no item 17.3.5.2 da NBR 6118:2007, com a intenção de melhorar o desempenho a flexão e auxiliar no controle da fissuração. Estes valores são obtidos conforme a seguir:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_{seção}$$

Sendo que o valor de ρ_{min} para o uso do aço CA-50 é obtido da tabela 17.3 da Norma.

9.8 Dimensionamento da armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal e verificação das bielas, são admitidos dois modelos que se baseiam no princípio de treliça de Morsch.

Resumidamente, o modelo de cálculo I admite diagonais de compressão com 45° de inclinação em relação ao eixo longitudinal do elemento, e a parcela complementar V_c tem valor constante, independente de V_{sd} .

No modelo de cálculo II, é admitido diagonais de compressão entre 30° e 45° , e a parcela V_c não constante, dependente de V_{sd} .

Para o projeto em questão, será adotado o modelo de cálculo I, com a consideração de estribos verticais.

De acordo com a NBR 6118:2007, numa determinada seção transversal do elemento, a resistência será satisfatória quando verificadas as condições apresentadas a seguir.

9.8.1 Verificação das diagonais de compressão

Consiste em verificar se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) é menor ou igual a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas (V_{Rd2}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

9.8.2 Parcela da força cortante resistida pelo concreto

A parcela da força cortante a ser resistida pela armadura transversal (V_{sw}) é a diferença entre a força cortante solicitante de cálculo e a parcela de força cortante resistida pelo concreto íntegro entre as fissuras. A parcela resistida pelo concreto é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} \rightarrow \text{Valor de cálculo da resistência à tração do concreto};$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \rightarrow \text{Resistência à tração direta do concreto.}$$

9.8.3 Cálculo da armadura transversal

Com a função de resistir aos esforços de cisalhamento, as vigas devem ter estribos distribuídos ao longo do seu vão calculados conforme o esforço cortante atuante na seção, conforme a seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

Onde:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c;$$

$A_{sw} \rightarrow$ Área dos ramos da armadura transversal.

9.8.4 Armaduras mínimas

Segundo o item 17.4.1.1.1 da NBR 6118:2007, todos os elementos lineares submetidos a força cortante, com exceção de alguns casos citados em 17.4.1.1.2, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos colocados em toda a sua extensão, com a seguinte taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

Sendo:

$A_{sw} \rightarrow$ Área da seção transversal dos estribos;

$s \rightarrow$ Espaçamento entre os estribos;

$\alpha \rightarrow$ Inclinação dos estribos;

$f_{ywk} \rightarrow$ Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal.

9.8.5 Espaçamento entre estribos

O espaçamento mínimo entre os estribos deve ser o suficiente para que se permita a passagem do vibrador, garantindo assim um bom adensamento.

Para o espaçamento máximo, de acordo com o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2007, as seguintes condições devem ser atendidas:

- Se $V_d \leq 0,67.V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6.d \leq 300$ mm;
- Se $V_d > 0,67.V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3.d \leq 200$ mm.

9.9 Estado Limite de Serviço

Tem a finalidade de garantir o conforto ao usuário, a funcionalidade da estrutura, e as condições de durabilidade. O estado limite de serviço busca relacionar valores máximos de fissuração e deformações os elementos, e segue os mesmos princípios abordados em lajes, utilizando combinações de serviço diferentes para cada estado limite a ser verificado.

9.9.1 Definição do Estádio

Nas estruturas de concreto, onde existam tensões de tração resultantes de carregamento direto ou de restrição a deformações impostas, é inevitável que ocorram as fissuras. Estas podem se dar por retração plástica ou térmica e expansão por conta de reações químicas internas do concreto. A viga será admitida fissurada quando o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, dado pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha=1,5 \rightarrow$ Para seções retangulares;

$f_{ct}=f_{ctm}=0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \rightarrow$ Para deformação excessiva;

$f_{ct}=f_{ctk,inf}=0,7 \cdot f_{ct,m} \rightarrow$ Para formação de fissuras;

$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow$ Momento de inércia da seção bruta de concreto;

$y_t = \frac{h}{2} \rightarrow$ Distância do centro de gravidade a fibra mais tracionada;

Portanto, se:

$M_a < M_R \rightarrow$ Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_R \rightarrow$ Estádio II, com fissuração.

9.9.2 Estado Limite de Abertura de Fissuras

Quando o momento fletor atuante calculado com a combinação de serviço frequente ultrapassar o momento de fissuração, a viga estará no estágio II, fissurada. Para que nem a durabilidade nem aparência sejam comprometidas, são impostos valores limites para a abertura de fissura que depende da agressividade do meio ao qual a estrutura estará exposta.

Para o projeto em questão, onde se adotou classe de agressividade ambiental II, e segundo a tabela 13.3 da NBR 6118:2007, o valor limite para a abertura de fissuras é de 0,3 mm.

O valor adotado como abertura de fissuras, será o menor valor obtido entre as seguintes equações:

$$w_1 = \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_2 = \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho} + 45 \right)$$

Onde:

$\rho = \frac{A_\phi}{A_{crítica}} \rightarrow$ Taxa de aço para a área crítica;

$A_{crítica} = \left(c + \phi_t + \frac{\phi}{2} + 7,5 \cdot \phi \right) \cdot \left(c + \phi_t + \phi + \frac{e_h}{2} \right) \rightarrow$ Área de envolvimento da barra;

$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)} \rightarrow$ Tensão na armadura (estádio II);

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} \rightarrow$ Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto;

$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \rightarrow$ Posição da linha neutra no estágio II;

$\eta \rightarrow$ Coeficiente de conformação superficial da armadura.

9.9.3 Estado Limite de Deformação Excessiva

Nos elementos estruturais, não se deseja que aconteçam deslocamentos excessivos, que venham, por exemplo, a comprometer a estética da edificação. Portanto, para isso são impostos valores limites recomendados. A combinação utilizada para cálculo de flechas será a quase permanente.

Flecha imediata:

A flecha imediata, é o valor de deslocamento obtido no instante de aplicação da carga, sem considerar a parcela referente a deformação por fluência do concreto. Seu valor é obtido com as mesmas prescrições já vistas em lajes, e no caso das vigas deste projeto, esses serão obtidos com auxílio do programa Ftool.

No caso dos momentos atuantes serem maiores que o de fissuração, o elemento estará no estágio II, onde será necessário o cálculo da inércia equivalente, e posteriormente, a altura equivalente da peça com rigidez semelhante. Para estes casos, os mesmos carregamentos serão introduzidos no programa, porém com a mudança da seção encontrada, para então ser encontrado o valor da flecha imediata. Então:

$M_a < M_R \rightarrow$ Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_R \rightarrow$ Estádio II, com fissuração;

Quando estiver no Estádio II:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \rightarrow \text{Inércia equivalente.}$$

Onde:

$M_a \rightarrow$ Momento atuante com carregamento quase permanente;

$M_R \rightarrow$ Momento de fissuração;

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right) \rightarrow \text{Posição da linha neutra no estágio II;}$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \rightarrow \text{Momento de inércia no estágio II;}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} \rightarrow \text{Altura equivalente.}$$

Flecha total diferida:

A flecha adicional diferida é decorrente das cargas de longa duração em função da fluência do concreto. Pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f , dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50.\rho'} \rightarrow \text{com } \Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

Onde:

$\xi \rightarrow$ Coeficiente em função do tempo, calculado pela expressão:

$$\xi(t) = 0,68.(0,996^t).t^{0,32} \rightarrow \text{Para } t \leq 70 \text{ meses;}$$

$$\xi(t) = 2 \rightarrow \text{Para } t > 70 \text{ meses;}$$

$t \rightarrow$ Tempo, em meses, ao qual se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0 \rightarrow$ É a idade, em meses, relativa a aplicação da carga de longa duração;

Flecha total:

O valor da flecha total é dado por:

$$f_\infty = (1 + \alpha_f).f_0$$

Flechas limites:

Com a determinação das flechas, estas não deverão ultrapassar os deslocamentos limites estabelecidos na Tabela 13.2 da NBR 6118:2007, dados pela seguinte expressão:

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

9.10 Armadura longitudinal ao longo da viga

9.10.1 Aderência e ancoragem

A aderência entre o concreto e o aço representa o princípio básico do funcionamento do concreto armado. Se a aderência não existisse, os materiais teriam funcionamentos independentes, e a transmissão dos esforços internos entre a armadura e o concreto não seria possível.

Nos casos de ancoragem por aderência, as tensões que a armadura está submetida são repassadas para o concreto através de um comprimento adicional, chamado de comprimento de ancoragem.

9.10.2 Comprimento de ancoragem

Como já falado, é um comprimento adicional de uma barra necessário para transferir as tensões a que ela está submetida para o concreto.

Todas as barras deverão ser ancoradas de forma que os esforços a que estejam submetidos sejam integralmente transmitidos ao concreto por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos. Na ancoragem por aderência, os esforços devem ser transmitidos por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. As condições são:

- Para barras lisas, o uso de ganchos é obrigatório;
- Para barras que tenham alternância de solicitações, como tração e compressão, não deverá haver gancho;
- Com ou sem gancho para os demais casos;
- Para barras comprimidas, a ancoragem deve ser feita sem uso de ganchos.

9.10.3 Comprimento de ancoragem básico

A NBR 6118:2007, item 9.4.2.4, define como comprimento reto de ancoragem básico aquele necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ em uma barra de armadura passiva, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Onde:

f_{yd} → Resistência de cálculo ao escoamento do aço;

\emptyset → Diâmetro da barra;

f_{bd} → Resistência de aderência de cálculo, determinada por:

$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$, sendo que:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} \rightarrow \text{Resistência de cálculo à tração do concreto};$$

$\eta_1 = 1,0 \rightarrow$ Para barras lisas (CA-25);

$\eta_1 = 1,4 \rightarrow$ Para barras entalhadas (CA-60);

$\eta_1 = 2,25 \rightarrow$ Para barras de alta aderência (CA-50);

$\eta_2 = 1,0 \rightarrow$ Para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7 \rightarrow$ Para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0 \rightarrow$ Para $\varnothing < 32 \text{ mm}$;

$\eta_3 = \frac{132 - \varnothing}{100} \rightarrow$ Para $\varnothing > 32 \text{ mm}$;

Quanto ao coeficiente que considera a situação de aderência, pode-se considerar boa situação os trechos das barras com inclinação maior que 45° sobre a horizontal. Também para os trechos com a inclinação menor, de vigas com altura menor que 60 cm, os trechos que estejam localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima. É considerada boa situação também, os trechos das barras localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura maior que 60 cm. Para os demais casos, considera-se má situação de aderência.

9.10.4 Comprimento de ancoragem necessário

Em casos onde a área efetiva da armadura $A_{s,ef}$ é maior que a área calculada $A_{s,cal}$, a tensão nas barras diminui, e com isso o comprimento de ancoragem pode ser reduzido na mesma proporção. A presença de gancho na extremidade da barra também permite a redução do comprimento de ancoragem, que é calculado pela seguinte expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

Onde:

$\alpha = 1,0 \rightarrow$ Para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7 \rightarrow$ Para barras tracionadas com gancho;

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,3.l_b \\ 10.\phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

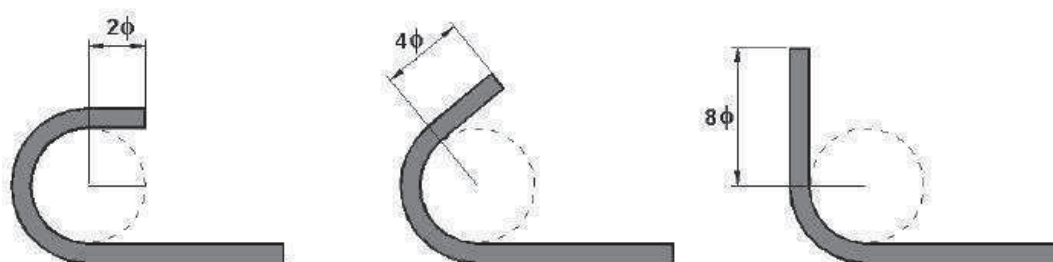
9.10.5 Ganchos de ancoragem nas extremidades das barras

Os ganchos são previstos na norma para ancoragem das barras tracionadas e estribos, e possibilitam a redução do comprimento de ancoragem.

Nas armaduras de tração, os comprimentos mínimos retos nas extremidades das barras visam garantir o trabalho do gancho ou a efetiva ancoragem. Os ganchos nessas barras podem ser:

- Semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a $2.\phi$;
- Em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a $4.\phi$;
- Em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a $8.\phi$;

Figura 40 – Ganchos



Fonte: PINHEIRO, 2007

O diâmetro interno da curvatura dos ganchos das armaduras longitudinais de tração deve ser pelo menos igual ao estabelecido pela NBR 6118:2007, item 9.4.2.3, conforme a tabela a seguir:

Tabela 10 - Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ϕ	5 ϕ	6 ϕ
≥ 20	5 ϕ	8 ϕ	-

Fonte: NBR 6118:2007 (Tabela 9.1)

O comprimento gasto para executar o gancho é calculado somando o trecho curvo retificado com a ponta reta, resultando para o gancho em ângulo reto, CA-50 e bitola menor que 20 mm:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5\phi + \phi)}{4} + 8\phi$$

Então, para este caso, o comprimento total de ancoragem com gancho é:

$$l_t = l_b + l_g.$$

9.11 Ancoragem nos apoios

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam as seguintes condições:

- Armadura necessária para a ancoragem da diagonal de compressão:

Em apoios extremos, para garantir ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração R_s dada por:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d + N_d$$

Onde:

$V_d \rightarrow$ Força cortante no apoio;

$N_d \rightarrow$ Força de tração eventualmente existente;

$a_l \rightarrow$ Valor do deslocamento do diagrama de momentos fletores;

- Armadura mínima nos apoios:

Em apoios extremos e intermediários, uma parte da armadura de tração do vão, correspondente ao máximo momento positivo do tramo, deve ser estendida até o apoio de modo que:

$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,vão}}{3} \rightarrow$ Se o momento no apoio for nulo ou negativo de valor absoluto $\leq 0,5 \cdot M_{vão}$;

$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,vão}}{4} \rightarrow$ Momento do apoio for negativo e de valor absoluto $> 0,5 \cdot M_{vão}$.

9.11.1 Ancoragem mínima em apoios extremos

Em apoios extremos, as barras das armaduras de tração devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b,nec}$;
- $r+5,5.\phi$, para o caso de barras com gancho;
- 60 mm.

Caso o apoio ofereça, descontando o cobrimento da armadura, o comprimento necessário de ancoragem, não é preciso se adotar ganchos.

9.11.2 Ancoragem em apoios intermediários

Nos apoios intermediários o comprimento de ancoragem pode ser igual a $10.\phi$, desde que não haja qualquer possibilidade de ocorrência de momentos positivos, provocados por recalques dos apoios ou vento, por exemplo. Quando esta possibilidade existir, as barras devem ser contínuas ou emendadas sobre o apoio.

Quando o diagrama de momentos fletores de cálculo não atingir a face do apoio, as barras prolongadas até o apoio devem ter o comprimento de ancoragem no mínimo $10.\phi$ a partir da face do apoio.

9.12 Ancoragem fora dos apoios

Algumas barras longitudinais podem ser interrompidas antes dos apoios por não estar mais atuando o esforço para o qual ela foi dimensionada. Para determinar o ponto de início de ancoragem dessas barras, há necessidade de se deslocar o diagrama de momentos fletores de cálculo, de um comprimento a_l definido pela equação abaixo pelo modelo de cálculo I, com estribos na vertical:

$$a_l = d \cdot \left[\frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \geq 0,5.d$$

Onde:

$V_c = 0,6.f_{ctd}.b.d \rightarrow$ Esforço cortante resistido pelo concreto.

Esse acréscimo deve ser feito pelo fato de que a armadura longitudinal é calculada a partir da consideração de que a viga está submetida à flexão simples. Contudo, o efeito de cisalhamento também deve ser considerado fazendo-se uma analogia com o modelo de treliça de Mörsch, o que requer que o diagrama de momentos seja deslocado.

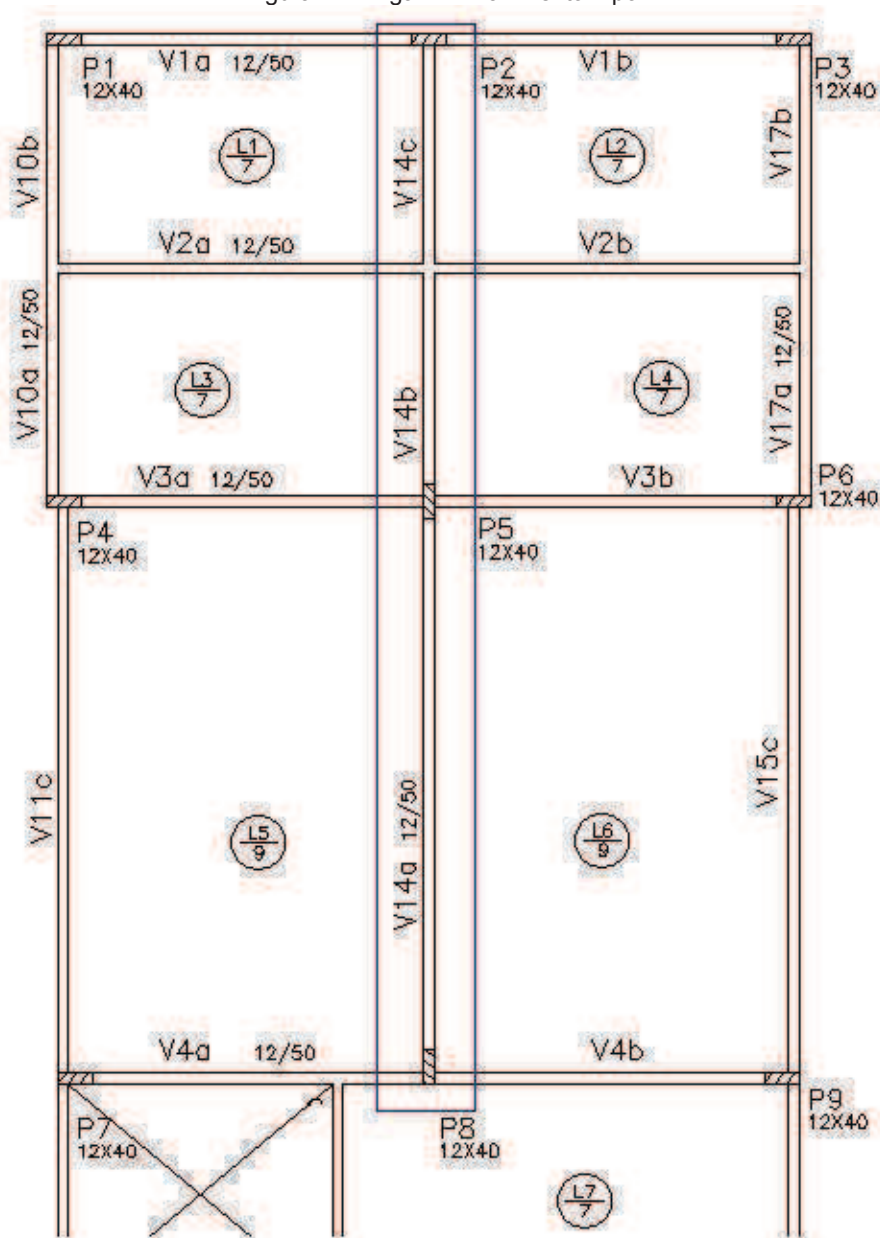
Através do método gráfico do diagrama de momentos fletores em escala, será feita a decalagem das armaduras considerando o deslocamento a_l calculado, adicionado do comprimento de ancoragem mais $10.\varnothing$ nas extremidades das barras, como garantia que as mesmas ficarão após o ponto teórico de tensão nula.

10 EXEMPLO DE CÁLCULO – VIGAS

10.1 Considerações iniciais

Será apresentado o dimensionamento da viga 14 como exemplo, pertencente à planta de forma do pavimento tipo. Para melhor compreensão da localização da viga em estudo, bem como a posterior definição dos parâmetros de dimensionamento, um detalhe da planta de forma desse pavimento está demonstrada na Figura 41 a seguir. O dimensionamento das demais vigas está demonstrado nas planilhas em anexo.

Figura 41 - Viga V14 Pavimento Tipo



10.2 Vãos efetivos

Os vãos efetivos das vigas são determinados pela expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,3.h \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} \\ 0,3.h \end{cases}$$

Optou-se por adotar como vão efetivo a distância até o centro dos apoios, como os pilares apresentam seção de 12x40 cm, o vão será o vão livre acrescido de 6,0 cm ou 20,0 cm, dependendo da posição do pilar na planta.

- Vão 1 (entre P5 e P8):

$$l_{ef} = 613,5 + 20 + 20 = 653,5 \text{ cm}$$

- Vão 2 (entre P2 e P5):

$$l_{ef} = 509 + 20 + 6 = 535 \text{ cm}$$

10.3 Vinculação

As vigas serão admitidas como simplesmente apoiadas, considerando a solidariedade dos pilares extremos e intermediários, como descrito no capítulo anterior.

10.4 Pré-dimensionamento

A edificação será construída em área urbana, com classe de agressividade ambiental II, e para isso deverá adotar-se um cobrimento nominal de 30mm.

Para o projeto será adotada para as vigas a largura de 12 cm, para que estas fiquem embutidas na parede final que possui 15 cm, considerando 1,5 cm de revestimento para cada lado do elemento.

Para a definição da altura das vigas, utilizou-se o seguinte critério, considerando o maior vão:

$$h = \frac{l_0}{10} \text{ a } \frac{l_0}{12} = \frac{613,5}{10} \text{ a } \frac{613,5}{12} = 61,35 \text{ a } 51 \text{ cm.}$$

Como se trata apenas de uma estimativa inicial, e para simplificar o cimbramento, procurou-se adotar para as alturas das vigas um valor de 50 cm.

10.5 Definição dos carregamentos

Carregamentos distribuídos:

- Peso próprio da viga:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot (0,12 \cdot 0,50) = 1,5 \text{ kN/m}$$

- Paredes:

$$g_{par} = \gamma_{par} \cdot A_{seção}$$

Para a altura da parede adotou-se o pé-direito (288 cm) descontado da altura da viga (50 cm).

$$g_{par} = 18 \cdot (2,38 \cdot 0,15) = 6,43 \text{ kN/m}$$

- Carregamentos provenientes das lajes:

Os carregamentos provenientes das reações das lajes foram obtidos como descrito no capítulo de lajes.

Porém, aqui as cargas acidentais e permanentes foram separadas, para que sejam realizadas as combinações de acordo com o estado limite que será verificado em cada tópico. As lajes que se apoiam na viga V14 estão demonstradas a seguir:

Tabela 11 - Reações das Lajes na Viga V14

Lajes	Perm.	Acid.	Reações permanentes (kN/m)				Reações acidentais (kN/m)			
	g (kN/m²)	q (kN/m²)	R _x (kN/m)	R _y (kN/m)	R' _x (kN/m)	R' _y (kN/m)	R _x (kN/m)	R _y (kN/m)	R' _x (kN/m)	R' _y (kN/m)
L1	2,94	1,5	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22
L2	2,94	1,5	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22
L3	4,62	1,5	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L4	4,62	1,5	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L5	4,86	2	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00
L6	4,86	2	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00

Conforme a Tabela 11, as reações de interesse destas lajes na Viga V14 são:

$$L1: \begin{cases} g = R'_y = 2,40 \text{ kN/m} \\ q = R'_y = 1,22 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L2: \begin{cases} g=R'_y=2,40 \text{ kN/m} \\ q=R'_y=1,22 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L3: \begin{cases} g=R'_y=3,03 \text{ kN/m} \\ q=R'_y=0,98 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L4: \begin{cases} g=R'_y=3,03 \text{ kN/m} \\ q=R'_y=0,98 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L5: \begin{cases} g=R'_x=9,86 \text{ kN/m} \\ q=R'_x=4,06 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L6: \begin{cases} g=R'_x=9,86 \text{ kN/m} \\ q=R'_x=4,06 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Carregamento total distribuído:

O carregamento distribuído é dividido por trecho da viga.

V14a:

$$g=1,5+6,43+9,86+9,86=27,65 \text{ kN/m}$$

$$q=4,06+4,06=8,12 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$g=1,5+6,43+3,03+3,03=13,99 \text{ kN/m}$$

$$q=0,98+0,98=1,96 \text{ kN/m}$$

V14c:

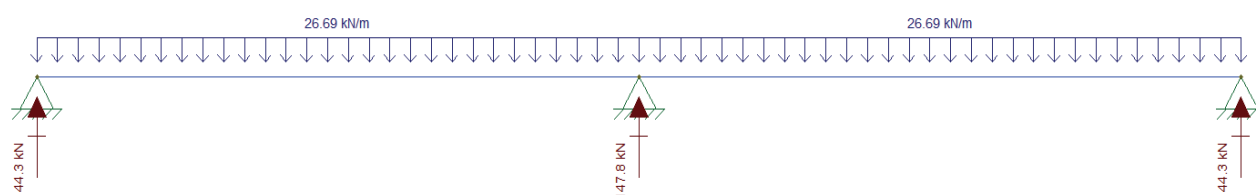
$$g=1,5+6,43+2,40+2,40=12,73 \text{ kN/m}$$

$$q=1,22+1,22=2,44 \text{ kN/m}$$

Carregamentos concentrados:

O carregamento concentrado na viga 14 é proveniente da reação de apoio da viga V2. A definição dos carregamentos nesta viga foi obtida da mesma maneira que para a viga V14. A V2 está apoiada nas vigas V10, V14 e V17, e utilizando o programa Ftool, achamos estas reações:

Figura 42 - Reações de apoio da Viga V2



Pela Figura 42, pode-se perceber que a reação de apoio da viga V2 que atua na viga V14 é de 147,8 kN.

10.6 Determinação dos esforços solicitantes - ELU

A partir da definição dos carregamentos é possível efetuar o cálculo das solicitações na viga para estado limite último.

V14a:

$$p = 1,4 \cdot (27,65 + 8,12) = 50,08 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$p = 1,4 \cdot (13,99 + 1,96) = 22,33 \text{ kN/m}$$

V14c:

$$p = 1,4 \cdot (12,73 + 2,44) = 21,23 \text{ kN/m}$$

Com as cargas já obtidas, é usado o programa Ftool para auxiliar na obtenção dos esforços, conforme as figuras a seguir:

Figura 43 - Carregamento na V14

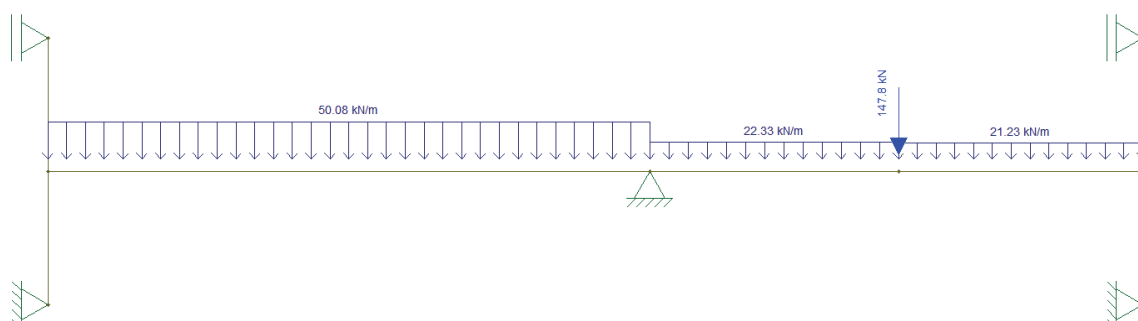


Figura 44 - Diagrama de Momentos Fletores da V14

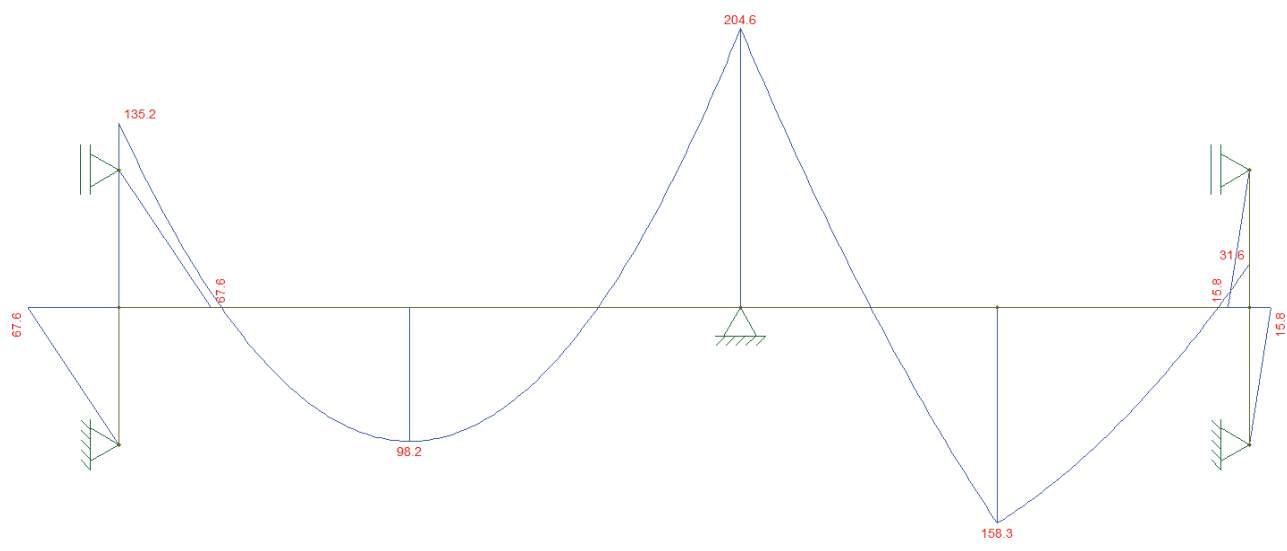
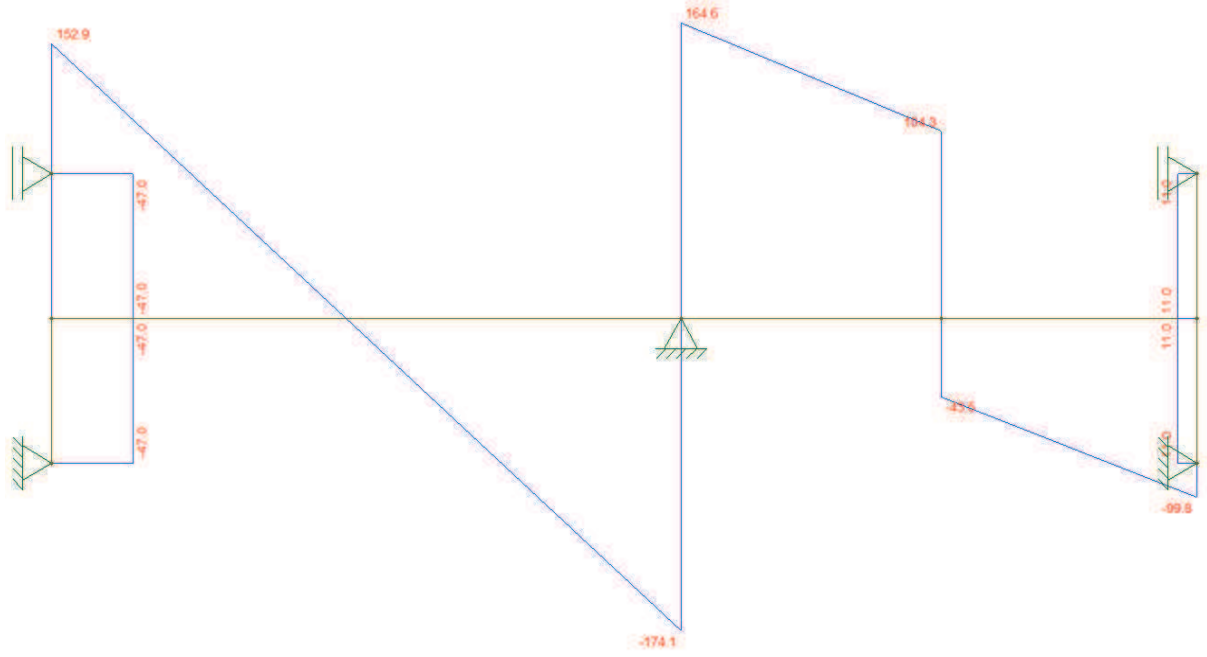


Figura 45 - Diagrama de Esforço Cortante da V14



10.7 Dimensionamento da armadura longitudinal

- Dados iniciais:

$$h=50 \text{ cm}$$

$$b=12 \text{ cm}$$

$$f_{ck}=30 \text{ MPa}$$

$$\text{CAA II-Cobrimento}=3 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

- Altura útil:

Admitindo-se inicialmente barras de 10 mm, com estribos de 5 mm, temos:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 50 - 3,0 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 46 \text{ cm}.$$

10.8 Dimensionamento da Armadura Positiva

Vão 1:

$$M_d = 98,2 \text{ kN.m} = 9820 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 46 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{9820}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 12 \cdot 46^2}} \right] = 14,33 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{13,89}{46,0} = 0,302 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{9820}{43,48 \cdot (46 - 0,4 \cdot 13,89)} = 5,58 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,173}{100} \cdot (12 \cdot 50) = 1,038 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: 5 ϕ 12,5 mm ($A_{s,\text{ef}} = 6,14 \text{ cm}^2$).

- Número de barras por camada:

$$n \leq \frac{b-2.c-2.\phi_t+s_{\text{hmín}}}{\phi+s_{\text{hmín}}}$$

$$n \leq \frac{12-2.3,0-2.0,5+2,0}{1,25+2,0} = 2,15$$

Como cabem apenas 2 barras em uma camada, as barras serão distribuídas em 3 camadas.

Vale ressaltar, que usando barras de 16 mm, 3 barras de aço seriam suficientes ($A_s=6,03 \text{ cm}^2$), porém como a seção tem apenas 12 cm de largura, não há espaço suficiente para acomodar 2 barras em uma camada, quantidade mínima admissível. A seguir este cálculo é comprovado:

$$n \leq \frac{12-2.3,0-2.0,5+2,0}{1,6+2,0} = 1,94.$$

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (2.A_{\phi l}).d_1 + (2.A_{\phi l}).d_2 + (1.A_{\phi l}).d_3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,\text{mín}} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (2.1,23). \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,25}{2} \right) + (2.1,23). \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2} \right) + (1.1,23). \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2} \right) = 41,36 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{41,36}{6,14} = 6,74 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 6,74 - 3,0 - 0,5 = 3,24 \text{ cm} < 10\%.h = 5 \text{ cm}.$$

$$d_{\text{real}} = 50 - 6,74 = 43,26 \text{ cm}.$$

Como o $d_{\text{real}} < d_{\text{estimado}}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25.43,26 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{9820}{0,425.2,143.12.43,26^2}} \right] = 14,77 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{14,77}{43,26} = 0,336 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4.x)} = \frac{9820}{43,48 \cdot (43,26 - 0,4.14,77)} = 5,94 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço de $5\phi 12,5 \text{ mm} = 6,14 \text{ cm}^2 > 5,94 \text{ cm}^2$, ela será suficiente para atender a necessidade, com isso serão usadas 5 barras de 12,5 mm, com $A_s = 6,14 \text{ cm}^2$. Para isso, deverá ser encontrada uma nova altura útil.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1 + (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_2 + (1 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,\min} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (2 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,25}{2}\right) + (2 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2}\right) + (1 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2}\right) = 41,35 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{41,35}{6,14} = 6,74 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 6,74 - 3,0 - 0,5 = 3,24 \text{ cm} < 10\% \cdot h = 5 \text{ cm}.$$

$$d_{\text{real}} = 50 - 7,39 = 43,26 \text{ cm}.$$

Como o $d_{\text{real}} < d_{\text{estimado}}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25 \cdot 43,26 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{9820}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 12,43,26^2}} \right] = 15,08 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{15,08}{43,26} = 0,349 \rightarrow \text{Domínio 3}.$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{9820}{43,48 \cdot (43,26 - 0,4 \cdot 15,08)} = 6,07 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço ($A_s = 6,14 \text{ cm}^2$) é maior do que a necessária, esta permanece como a área efetiva.

Vão 2:

$$M_d = 158,3 \text{ kN.m} = 15830 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 46 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{15830}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 12 \cdot 46^2}} \right] = 25,20 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{25,20}{46,0} = 0,548 \rightarrow \text{Domínio 3}.$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{15830}{43,48 \cdot (46 - 0,4 \cdot 25,20)} = 10,14 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,173}{100} \cdot (12 \cdot 50) = 1,038 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: 9 \emptyset 12,5 mm ($A_{s,\text{ef}} = 11,04 \text{ cm}^2$).
- Número de barras por camada:

$$n \leq \frac{b - 2 \cdot c - 2 \cdot \emptyset_t + s_{\text{hmín}}}{\emptyset + s_{\text{hmín}}}$$

$$n \leq \frac{12 - 2 \cdot 3,0 - 2 \cdot 0,5 + 2,0}{1,25 + 2,0} = 2,15$$

Como cabem apenas 2 barras em uma camada, as barras serão distribuídas em 5 camadas.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (2 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_1 + (2 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_2 + (2 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_3 + (2 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_3 + (1 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_3$$

$$y_{\text{CG}} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,\text{mín}} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = 109,62 \text{ cm}^3$$

$$y_{\text{CG}} = \frac{109,62}{11,04} = 9,93 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{CG}} = 9,93 - 3,0 - 0,5 = 6,43 \text{ cm} > 10\% \cdot h = 5 \text{ cm}.$$

Como a distância do centro de gravidade ao ponto da seção mais afastada da linha neutra é maior que 10% da altura da seção, os esforços nas armaduras não podem ser considerados no centro de gravidade. Para isso teria que se analisar a tensão no aço em cada barra separadamente para se encontrar a resultante dos esforços de tração. Vale lembrar que ainda há um momento negativo no pilar central, onde esta situação seria ainda mais agravante.

A viga encontrou-se nesta situação pelo fato de estar sujeita a grandes carregamentos, recebendo as reações dos maiores painéis de lajes, e também devido aos seus grandes vãos, o que gera grandes momentos fletores.

Conforme visto no pré-dimensionamento, o ideal seria uma altura de 55 cm a 60 cm, porém tentou-se utilizar 50 cm para otimizar o cimbramento. Também, como foi procurado esconder as vigas nas paredes, esta largura de 12 cm, que inclusive é o mínimo permitido em norma, faz com que poucas barras caibam numa mesma camada, tornando necessário o uso de diversas camadas, o que faz com que a linha neutra suba de posição.

As alternativas para se prosseguir com o dimensionamento da peça seriam:

- Analisar as tensões no aço separadamente;
- Verificado que se encontra em domínio 4, adotar armadura dupla;
- Tentar usar as lajes ligadas a viga, onde parte da laje funcionaria conjuntamente com a viga, com uma largura colaborante, transformando a seção em uma seção com formato T, e então analisar os novos resultados;
- Aumentar a seção da viga.

Ainda teria que ser verificados os estados limites de serviço, que também podem gerar problemas para o dimensionamento da viga.

Como todo o processo está sendo feito manualmente, seria extremamente trabalhoso fazer todas estas verificações, para ainda existir a possibilidade de se verificar mais adiante que a estrutura não atende as necessidades de segurança. Portanto, mesmo talvez não sendo a melhor solução, a alternativa adotada será a de aumentar a seção da viga.

Ressalta-se aqui, que esta solução teria que ser negociada com o arquiteto, pois como a viga no final ficará aparente em relação a parede, talvez esteticamente não ficaria agradável.

10.9 Seção 17x55

Para esta nova seção, os carregamentos devem ser recalculados:

Carregamentos distribuídos:

- Peso próprio da viga:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot (0,17 \cdot 0,55) = 2,34 \text{ kN/m}$$

- Paredes:

$$g_{\text{par}} = \gamma_{\text{par}} \cdot A_{\text{seção}}$$

Para a altura da parede adotou-se o pé-direito (288 cm) descontado da altura da viga (55 cm).

$$g_{\text{par}} = 18 \cdot (2,33 \cdot 0,15) = 6,29 \text{ kN/m}$$

- Carregamentos provenientes das lajes:

Permanecem os mesmos calculados para a seção anterior.

$$L1: \begin{cases} g = R'_y = 2,40 \text{ kN/m} \\ q = R'_y = 1,22 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L2: \begin{cases} g = R'_y = 2,40 \text{ kN/m} \\ q = R'_y = 1,22 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L3: \begin{cases} g = R'_y = 3,03 \text{ kN/m} \\ q = R'_y = 0,98 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L4: \begin{cases} g = R'_y = 3,03 \text{ kN/m} \\ q = R'_y = 0,98 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L5: \begin{cases} g = R'_x = 9,86 \text{ kN/m} \\ q = R'_x = 4,06 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$L6: \begin{cases} g = R'_x = 9,86 \text{ kN/m} \\ q = R'_x = 4,06 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Carregamento total distribuído:

O carregamento distribuído é dividido por trecho da viga.

V14a:

$$g = 2,34 + 6,29 + 9,86 + 9,86 = 28,35 \text{ kN/m}$$

$$q = 4,06 + 4,06 = 8,12 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$g = 2,34 + 6,29 + 3,03 + 3,03 = 14,69 \text{ kN/m}$$

$$q = 0,98 + 0,98 = 1,96 \text{ kN/m}$$

V14c:

$$g = 2,06 + 6,29 + 2,40 + 2,40 = 13,43 \text{ kN/m}$$

$$q = 1,22 + 1,22 = 2,44 \text{ kN/m}$$

Carregamentos concentrados:

A reação de apoio da viga V2 que atua na viga V14 é de 147,8 kN.

10.10 Determinação dos esforços solicitantes – ELU

A partir da definição dos carregamentos é possível efetuar o cálculo das solicitações na viga para estado limite último.

V14a:

$$p = 1,4 \cdot (28,35 + 8,12) = 51,06 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$p = 1,4 \cdot (14,69 + 1,96) = 23,31 \text{ kN/m}$$

V14c:

$$p = 1,4 \cdot (13,43 + 2,44) = 22,22 \text{ kN/m}$$

Com as cargas já obtidas, é usado o programa Ftool para auxiliar na obtenção dos esforços:

Figura 46 - Carregamento V14 (17x55)

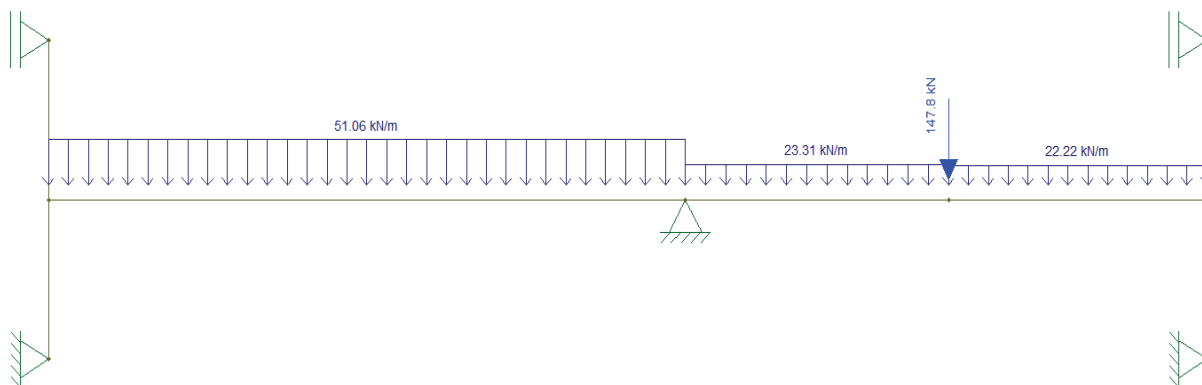


Figura 47 - Momentos Fletores V14 (17x55)

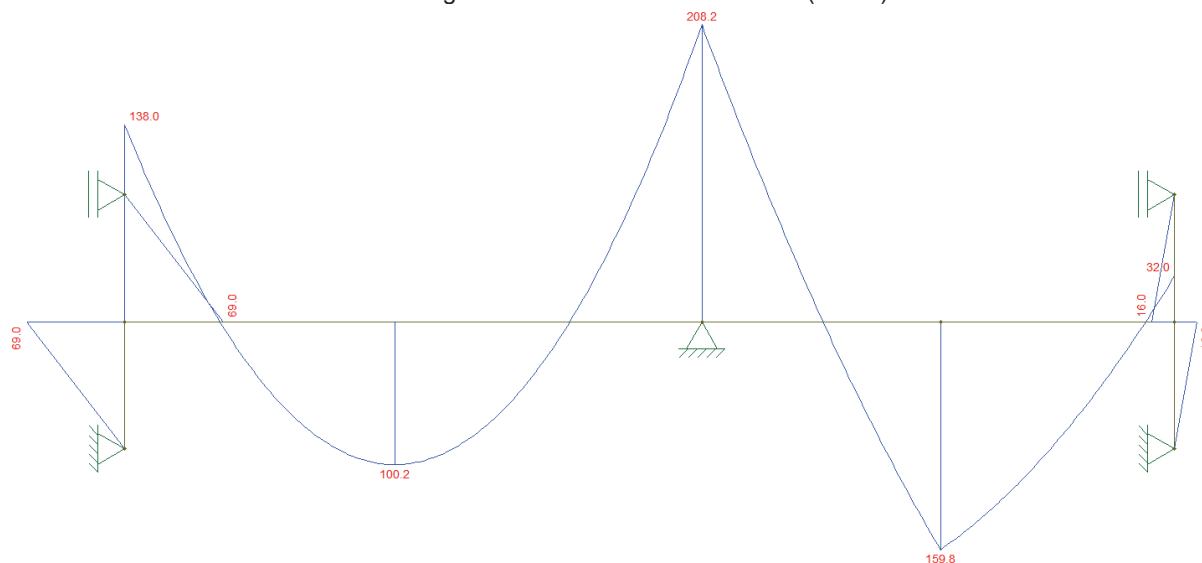
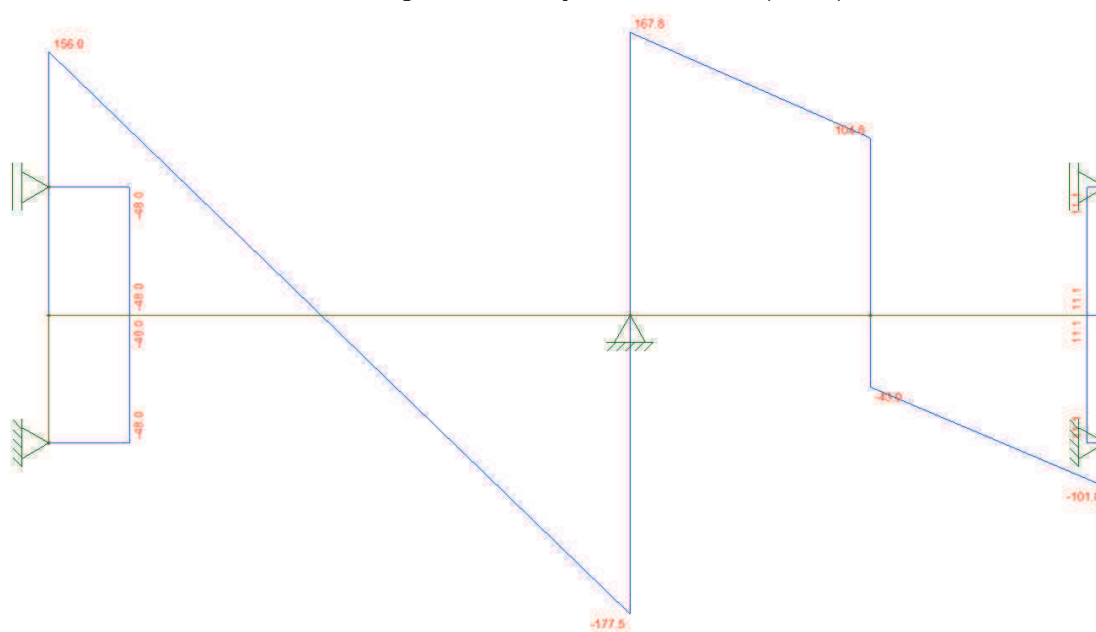


Figura 48 - Esforços Cortantes V14 (17x55)



10.11 Dimensionamento da armadura longitudinal

- Dados iniciais:

$h=55$ cm

$b=17$ cm

$f_{ck}=30$ MPa

CAA II-Cobrimento=3 cm

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

- Altura útil:

Admitindo-se inicialmente barras de 10 mm, com estribos de 5 mm, temos:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 55 - 3,0 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 51 \text{ cm.}$$

10.11.1 Dimensionamento da Armadura Positiva

Vão 1:

$$M_d = 100,2 \text{ kN.m} = 10020 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 51 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{10020}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,51^2}} \right] = 8,50 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{8,50}{51,0} = 0,167 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{10020}{43,48 \cdot (51 - 0,4 \cdot 10,167)} = 4,84 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,173}{100} \cdot (15,55) = 1,43 \text{ cm}^2$$

- Número de barras por camada:

$$n \leq \frac{b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_t + s_{\text{hmín}}}{\phi + s_{\text{hmín}}}$$

$$\text{Para barras de 12,5 mm: } n \leq \frac{17 - 2 \cdot 3,0 - 2 \cdot 0,5 + 2,0}{1,25 + 2,0} = 3,69$$

$$\text{Para barras de 16,0 mm: } n \leq \frac{17 - 2 \cdot 3,0 - 2 \cdot 0,5 + 2,0}{1,6 + 2,0} = 3,33$$

- Armadura adotada: 5 ϕ 12,5 mm ($A_{s,\text{ef}} = 6,14 \text{ cm}^2$).

Cabem três barras por camada, com isso ficarão três barras na primeira camada, e as outras duas na segunda camada.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (3 \cdot A_{\phi 1}) \cdot d_1 + (2 \cdot A_{\phi 1}) \cdot d_2$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,\min} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (3 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,25}{2}\right) + (2 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2}\right) = 33,29 \text{ cm}^2$$

$$y_{CG} = \frac{33,36}{6,14} = 5,43 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 5,43 - 3,0 - 0,5 = 1,93 \text{ cm} < 10\% \cdot h = 5,5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{real}} = 55 - 5,43 = 49,57 \text{ cm}$$

Como o $d_{\text{real}} < d_{\text{estimado}}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25 \cdot 49,57 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{10020}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,49,57^2}} \right] = 8,78 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{8,78}{49,57} = 0,177 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{10020}{43,48 \cdot (49,57 - 0,4 \cdot 8,78)} = 5,00 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço adotada ($5\phi 12,5 \text{ mm} = 6,14 \text{ cm}^2$) é maior, esta permanece como sendo a efetiva.

Vão 2:

$$M_d = 159,8 \text{ kN.m} = 15980 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 51 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{15980}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,51^2}} \right] = 14,24 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{14,24}{51,0} = 0,279 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{15980}{43,48 \cdot (51 - 0,4 \cdot 14,24)} = 8,11 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: $5 \phi 16,0 \text{ mm}$ ($A_{s,\text{ef}} = 10,05 \text{ cm}^2$).

Cabem três barras por camada, com isso ficarão três barras na primeira camada, e as outras duas na segunda camada.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (3 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1 + (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_2$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,min} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (3 \cdot 2,01) \cdot \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,6}{2}\right) + (2 \cdot 2,01) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,6 + 2 + \frac{1,6}{2}\right) = 57,69 \text{ cm}^2$$

$$y_{CG} = \frac{57,69}{10,05} = 5,75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 5,75 - 3,0 - 0,5 = 2,24 \text{ cm} < 10\% \cdot h = 5,5 \text{ cm}$$

$$d_{real} = 55 - 5,75 = 49,25 \text{ cm}$$

Como o $d_{real} < d_{estimado}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25 \cdot 49,25 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{15980}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,49,25^2}} \right] = 14,90 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{14,90}{49,25} = 0,302 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{15980}{43,48 \cdot (49,25 - 0,4 \cdot 14,90)} = 8,49 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço adotada ($5\phi 16,0 \text{ mm} = 10,05 \text{ cm}^2$) é maior, esta permanece como sendo a efetiva.

10.11.2 Dimensionamento da Armadura Negativa

Apoio P8:

$$M_d = 138,0 \text{ kN.m} = 13800 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 51 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{13800}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,51^2}} \right] = 12,07 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{12,07}{51,0} = 0,237 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{13800}{43,48 \cdot (51 - 0,4 \cdot 12,07)} = 6,87 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: 6 \emptyset 12,5 mm ($A_{s,ef} = 7,36 \text{ cm}^2$).

Cabem três barras por camada, com isso ficarão três barras na primeira camada, e as outras três na segunda camada.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (3 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_1 + (3 \cdot A_{\emptyset I}) \cdot d_2$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,min} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (3 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,25}{2}\right) + (3 \cdot 1,23) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,25 + 2 + \frac{1,25}{2}\right) = 42,34 \text{ cm}^2.$$

$$y_{CG} = \frac{42,44}{7,36} = 5,75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 5,75 - 3,0 - 0,5 = 2,25 \text{ cm} < 10\% \cdot h = 5,5 \text{ cm}.$$

$$d_{real} = 55 - 5,75 = 49,25 \text{ cm}.$$

Como o $d_{real} < d_{estimado}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25 \cdot 49,25 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{13800}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17 \cdot 49,25^2}} \right] = 12,60 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{12,60}{49,25} = 0,256 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{13800}{43,48 \cdot (49,25 - 0,4 \cdot 12,60)} = 7,18 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço adotada ($6\emptyset 12,5 \text{ mm} = 7,36 \text{ cm}^2$) é maior, esta permanece como sendo a efetiva.

Apoio P5:

$$M_d = 208,2 \text{ kN.m} = 20820 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25.51 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{20820}{0,425.2.143.17.51^2}} \right] = 19,45 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{19,45}{51,0} = 0,381 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{20820}{43,48 \cdot (51 - 0,4 \cdot 19,45)} = 11,08 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada: 6 Ø 16,0 mm ($A_{s,ef} = 12,06 \text{ cm}^2$).

- Número de barras por camada:

$$n \leq \frac{b \cdot c - 2 \cdot \phi_t + s_{hmin}}{\phi + s_{hmin}}$$

$$\text{Para barras de 16,0 mm: } n \leq \frac{17 \cdot 23,0 - 2 \cdot 0,5 + 2,0}{1,6 + 2,0} = 3,33$$

Cabem apenas três barras por camada. Com isso, ficarão três barras na primeira camada, e as outras três na segunda.

- Determinação do Centro de Gravidade da Armadura:

$$S_A = (3 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1 + (3 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_2$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A}$$

Será considerado $S_{v,min} = 2 \text{ cm}$.

$$S_A = (3 \cdot 2,01) \cdot \left(3,0 + 0,5 + \frac{1,6}{2} \right) + (3 \cdot 2,01) \cdot \left(3,0 + 0,5 + 1,6 + 2 + \frac{1,6}{2} \right) = 73,566 \text{ cm}^2$$

$$y_{CG} = \frac{73,566}{12,06} = 6,1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 6,1 - 3,0 - 0,5 = 2,6 \text{ cm} < 10\% \cdot h = 5,5 \text{ cm.}$$

$$d_{real} = 55 - 6,1 = 48,9 \text{ cm.}$$

Como o $d_{real} < d_{estimado}$, a área de aço será recalculada.

- Área de aço para d_{real} :

$$x = 1,25.48,9 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{20820}{0,425.2.143.17.48,9^2}} \right] = 20,69 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{20,69}{48,9} = 0,423 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{20820}{43,48 \cdot (47,82 - 0,4 \cdot 20,69)} = 11,79 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço adotada ($6\varnothing 16,0 \text{ mm}=12,06 \text{ cm}^2$) é maior, esta permanece como sendo a efetiva.

Apoio P2:

$$M_d = 32,0 \text{ kN.m} = 3200 \text{ kN.cm}$$

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \cdot 51 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{3200}{0,425 \cdot 2,143 \cdot 17,51^2}} \right] = 2,59 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{2,59}{51,0} = 0,051 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{3200}{43,48 \cdot (51 - 0,4 \cdot 2,59)} = 1,47 \text{ cm}^2$$

• Armadura mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,173}{100} \cdot (17,55) = 1,62 \text{ cm}^2$$

Será adotada a armadura mínima.

• Armadura adotada: $2 \varnothing 12,5 \text{ mm}$ ($A_{s,\text{ef}} = 2,45 \text{ cm}^2$).

As duas barras serão dispostas na primeira camada.

10.12 Dimensionamento da armadura transversal

10.12.1 Verificação das diagonais de compressão

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,88$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot \frac{30000}{1,4} \cdot 0,17 \cdot 0,51 = 441,43 \text{ kN}$$

Do diagrama de esforços cortantes da viga, obtém-se o esforço cortante máximo de 177,5 kN. Portanto:

$$V_{sd} = 177,5 \text{ kN} < V_{Rd2} = 441,43 \text{ kN}$$

Com isso, verifica-se que a peça possui a segurança adequada e não há perigo de esmagamento das bielas.

10.12.2 Parcela de força cortante resistida pelo concreto

A força cortante absorvida pelos mecanismos complementares pode ser calculada através da seguinte equação, adotando modelo I:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 1,448 \text{ MPa} = 1448 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 1448 \cdot 0,17 \cdot 0,51 = 75,34 \text{ kN}$$

10.12.3 Cálculo da armadura transversal

Para se calcular a armadura transversal, simplificadaamente será realizado o cálculo para o maior esforço cortante de cada vão.

Vão 1:

$$V_{sd} = 177,5 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 177,5 - 75,34 = 102,16 \text{ kN}$$

• Espaçamento dos estribos:

Considerando estribos com $\varnothing 6,3 \text{ mm} \rightarrow A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{102,16}{0,9 \cdot 0,51 \cdot 435000} = 5,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 5,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{2 \cdot 0,312}{5,12} = 0,122 \text{ m} = 12,2 \text{ cm}$$

• Taxa mínima de estribos:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b = \frac{0,2 \cdot 2896,47}{500000} \cdot 0,15 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s_{w,\min} = \frac{2,0196}{1,73} = 0,226 \text{ m} = 22,6 \text{ cm}$$

• Espaçamento máximo

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = \frac{177,5}{441,43} = 0,40 < 0,67$$

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 51 = 30,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Teremos então Ø6,3 mm a cada 12 cm.

Vão 2:

$$V_{sd} = 167,8 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 167,8 - 75,34 = 92,46 \text{ kN}$$

• Espaçamento dos estribos:

Considerando estribos com Ø6,3 mm → $A_{s,\text{uni}} = 0,312 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{92,46}{0,9 \cdot 0,51 \cdot 435000} = 4,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 4,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{2 \cdot 0,312}{4,63} = 0,135 \text{ m} = 13,5 \text{ cm}$$

• Taxa mínima de estribos:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywd}} \cdot b = \frac{0,2 \cdot 2896,47}{500000} \cdot 0,15 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s_{w,\min} = \frac{2,0196}{1,73} = 0,226 \text{ m} = 22,6 \text{ cm}$$

• Espaçamento máximo

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = \frac{167,8}{441,43} = 0,38 < 0,67$$

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 51 = 30,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Teremos então Ø6,3 mm a cada 13 cm.

10.13 Estado Limite de Serviço

Para o estado limite de serviço, as verificações são realizadas com o carregamento das combinações de serviço.

No estado limite de abertura de fissuras, é usada a combinação frequente, já para o estado limite de deformações excessivas é utilizada a combinação quase permanente.

10.13.1 Estado Limite de Abertura de Fissuras

- Carregamento:

$$p_{\text{serv.}} = g + \psi_1 \cdot q$$

V14a:

$$p = 28,35 + 0,4 \cdot 8,12 = 31,60 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$p = 14,69 + 0,4 \cdot 1,96 = 15,48 \text{ kN/m}$$

V14c:

$$p = 13,43 + 0,4 \cdot 2,44 = 14,41 \text{ kN/m}$$

Com os valores obtidos acima, e realizando o mesmo procedimento para a viga que se apoia na V14, é encontrado com auxílio do programa Ftool o diagrama de momentos fletores:

Figura 49 - Carregamento V14 (ELS-F)

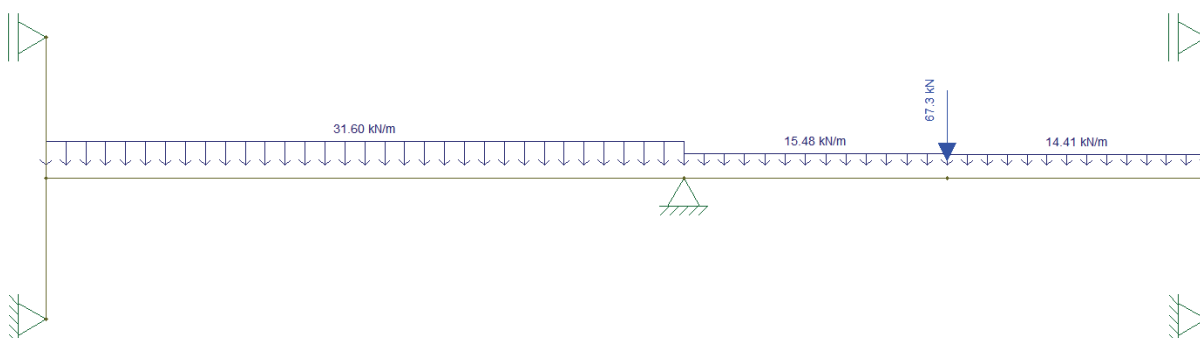
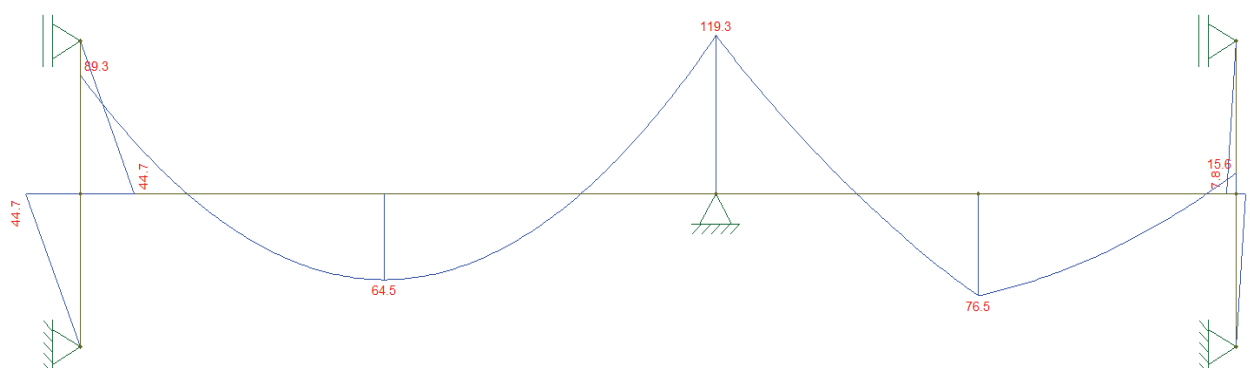


Figura 50 - Diagrama Momentos Fletores V14 (ELS-F)



- Momento de Fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,02753 \text{ MPa} = 2027,53 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,55^3}{12} = 0,0024 \text{ kN/m}^2$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 2030 \cdot 0,0024}{0,275} = 26,00 \text{ kN.m}$$

Conforme observado no diagrama, serão efetuadas as verificações para o segundo vão, pois apresenta o maior momento atuante. Este é maior que o momento de fissuração, caracterizando que a peça encontra-se no estágio II, fissurada, sendo necessário analisar a abertura de fissuras de acordo com os limites de norma.

A abertura de fissuras se dá pelo menor dos seguintes valores:

$$w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}}$$

$$w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho} + 45 \right)$$

Área crítica para cada barra:

$$A_{s,ef} = 5\phi 16,0 \text{ mm} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{crítica} = \left(c + \phi_t + \frac{\phi}{2} + 7,5 \cdot \phi \right) \cdot \left(c + \phi_t + \phi + \frac{e_h}{2} \right)$$

$$A_{\text{crítica}} = \left(3 + 0,5 + \frac{1,6}{2} + 7,5 \cdot 1,6\right) \cdot \left(3 + 0,5 + 1,6 + \frac{2,6}{2}\right) = 104,32 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura para a área crítica:

$$\rho = \frac{A_{\phi 16,0}}{A_{\text{crítica}}}$$

$$\rho = \frac{2,01}{104,32} = 0,019$$

Relação entre o módulo de elasticidade do concreto e aço:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26072} = 8,05$$

Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 12,06}{17} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17 \cdot 49,25}{8,05 \cdot 12,06}} \right] = 18,68 \text{ cm}$$

Tensão na armadura: (Estádio II):

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{serv}}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} = \frac{7650}{12,06 \cdot \left(49,25 - \frac{18,68}{3}\right)} = 14,744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 147,44 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 2,25 \rightarrow$ Para barras nervuradas

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$w_1 = \frac{16,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{147,44}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 147,44}{2,9} = 0,07 \text{ mm}$$

$$w_2 = \frac{16,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{147,44}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,019} + 45\right) = 0,11 \text{ mm}$$

Para a classe de agressividade ambiental III (CA-III), o limite de abertura é de 0,3 mm. Portanto:

$$w_k = 0,07 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

Portanto verificou-se que a abertura de fissuras está dentro do aceitável.

10.13.2 Estado Limite de Deformação Excessiva

• Carregamento:

$$p_{\text{serv.}} = g + \psi_1 \cdot q$$

V14a:

$$p=28,35+0,3.8,12=30,79 \text{ kN/m}$$

V14b:

$$p=14,69+0,3.1,96=15,28 \text{ kN/m}$$

V14c:

$$p=13,43+0,3.2,44=14,16 \text{ kN/m}$$

• Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,896 \text{ MPa} = 2896 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,55^3}{12} = 0,0024 \text{ m}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 2890 \cdot 0,0024}{0,275} = 37,24 \text{ kN.m}$$

Utilizando do mesmo procedimento feito para a verificação de abertura de fissuras, porém agora com o carregamento quase permanente, obtém-se o diagrama de momentos fletores com o auxílio do programa Ftool:

Figura 51 - Carregamento V14 (ELS-QP)

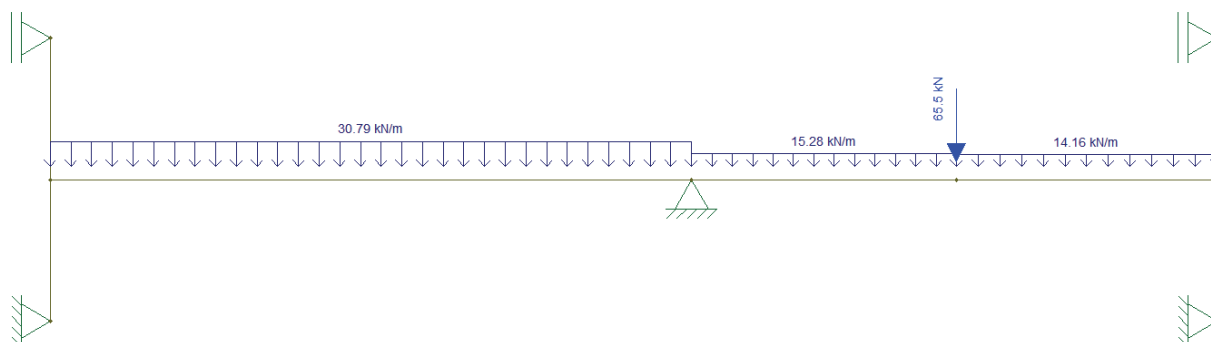
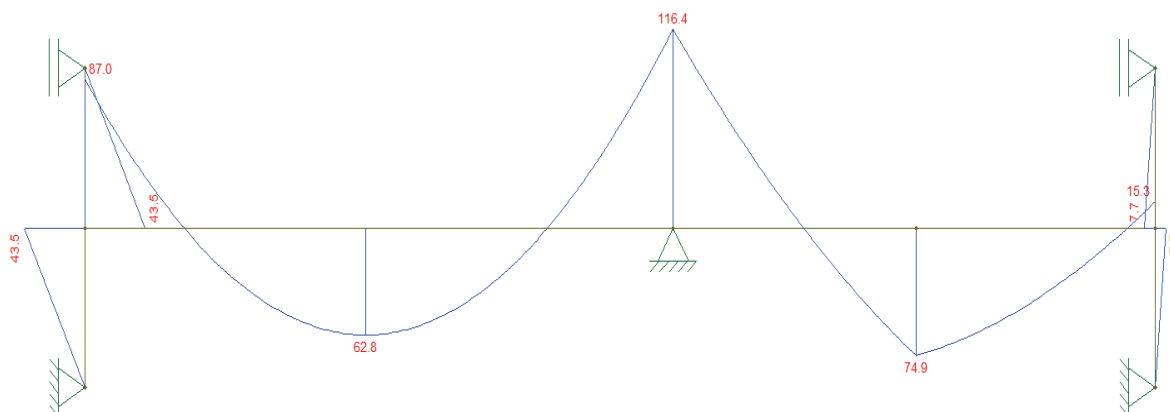


Figura 52 - Diagrama Momentos Fletores V14 (ELS-QP)



Como visto no diagrama anterior, os momentos ultrapassam o momento de fissuração, portanto a peça se encontra fissurada, e há a necessidade do cálculo da inércia equivalente para o estágio II.

- Relação entre o módulo de elasticidade do concreto e aço:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26072} = 8,05$$

Vão 1:

- Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_{s,ef} = 5\phi 12,5 \text{ mm} = 6,14 \text{ cm}^2$$

$$d_{real} = 49,58 \text{ cm}$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 6,14}{17} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17 \cdot 49,58}{8,05 \cdot 6,14}} \right] = 14,32 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{17 \cdot 14,32^3}{3} + 8,05 \cdot 6,14 \cdot (49,58 - 14,32)^2 = 78068 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{37,24}{62,8} \right)^3 \cdot 0,0024 + \left[1 - \left(\frac{37,24}{62,8} \right)^3 \right] \cdot 0,00078 = 0,00111 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,00111}{0,17}} = 0,43 \text{ m}$$

Vão 2:

- Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_{s,ef}=5\emptyset 16,0 \text{ mm}=10,05 \text{ cm}^2$$

$$d_{real}=49,26 \text{ cm}$$

$$x_{II}=\frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 10,05}{17} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17 \cdot 49,26}{8,05 \cdot 10,05}} \right] = 17,42 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II}=\frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d-x_{II})^2 = \frac{17 \cdot 17,42^3}{3} + 8,05 \cdot 10,05 \cdot (49,26-17,42)^2 = 112045 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq}=\left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq}=\left(\frac{37,24}{74,9}\right)^3 \cdot 0,0024 + \left[1 - \left(\frac{37,24}{74,9}\right)^3\right] \cdot 0,00112 = 0,00127 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq}=\sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,00127}{0,17}} = 0,45 \text{ m}$$

Apoio da esquerda:

- Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_{s,ef}=6\emptyset 12,5 \text{ mm}=7,36 \text{ cm}^2$$

$$d_{real}=49,25 \text{ cm}$$

$$x_{II}=\frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 7,36}{17} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17 \cdot 49,25}{8,05 \cdot 7,36}} \right] = 15,37 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II}=\frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d-x_{II})^2 = \frac{17 \cdot 15,37^3}{3} + 8,05 \cdot 7,36 \cdot (49,25-15,37)^2 = 88622 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq}=\left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq}=\left(\frac{37,24}{87,0}\right)^3 \cdot 0,0024 + \left[1 - \left(\frac{37,24}{87,0}\right)^3\right] \cdot 0,000886 = 0,001 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq}=\sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,001}{0,17}} = 0,41 \text{ m}$$

Apoio central:

- Posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$A_{s,ef} = 6\phi 16,0 \text{ mm} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$d_{real} = 48,90 \text{ cm}$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right] = \frac{8,05 \cdot 12,06}{17} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 17 \cdot 48,90}{8,05 \cdot 12,06}} \right] = 18,61 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 = \frac{17 \cdot 18,61^3}{3} + 8,05 \cdot 12,06 \cdot (48,9 - 18,61)^2 = 125646 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{37,24}{116,4} \right)^3 \cdot 0,0024 + \left[1 - \left(\frac{37,24}{116,4} \right)^3 \right] \cdot 0,00125646 = 0,00129 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,00129}{0,17}} = 0,45 \text{ m}$$

Apoio da direita:

Como o momento tem o valor de 15,3 kN.m, sendo menor que o momento de fissuração, este permanece com a altura adotada.

Feito isto, utiliza-se de uma ponderação para encontrar a altura e inércia equivalente para cada vão da viga. Utiliza-se 15% da inércia encontrada nos apoios e 70% da inércia obtida no vão.

Vão 1:

$$I_{eq} = 0,15 \cdot I_{eq,esq} + 0,7 \cdot I_{eq,vão} + 0,15 \cdot I_{eq,dir}$$

$$I_{eq} = 0,15 \cdot 0,001 + 0,7 \cdot 0,00111 + 0,15 \cdot 0,00129 = 0,001121 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,001121}{0,17}} = 0,43 \text{ m}$$

Vão 2:

$$I_{eq} = 0,15 \cdot I_{eq,esq} + 0,7 \cdot I_{eq,vão} + 0,15 \cdot I_{eq,dir}$$

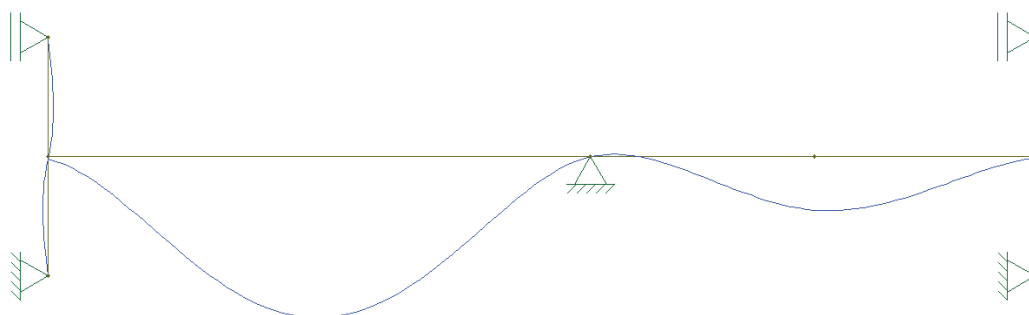
$$I_{eq} = 0,15 \cdot 0,00129 + 0,7 \cdot 0,00127 + 0,15 \cdot 0,0024 = 0,001438 \text{ m}^4$$

- Altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,001438}{0,17}} = 0,47 \text{ m}$$

Com isso, com o mesmo carregamento, cria-se uma viga com estas alturas e rigidez para determinar os valores da flecha imediata. Usando o auxílio do Ftool temos:

Figura 53 - Diagrama de Deslocamentos da V14



- Flecha imediata:

Valores obtidos do Ftool.

Vão 1:

$$f_0 = 6,163 \text{ mm}$$

Vão 2:

$$f_0 = 2,074 \text{ mm}$$

- Flecha total:

Considerando carregamento aos 21 dias.

$$\alpha_f = \Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 2 \rightarrow \text{Para } t > 70 \text{ meses.}$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^{0,7}) \cdot 0,7^{0,32} = 0,605$$

$$\alpha_f = \Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,605 = 1,395$$

Vão 1:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \cdot f_0 = (1 + 1,395) \cdot 6,163 = 8,558 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{653,5}{250} = 2,614 \text{ cm} = 26,14 \text{ mm}$$

$$f_{\infty}=8,558 \text{ mm} < f_{\text{adm}}=26,14 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Vão 2:

$$f_{\infty}=(1+\alpha_f).f_0=(1+1,395).2,074=4,967 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}}=\frac{l}{250}=\frac{535}{250}=2,14 \text{ cm}=21,4 \text{ mm}$$

$$f_{\infty}=4,967 \text{ mm} < f_{\text{adm}}=21,4 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

10.14 Detalhamento da armadura

10.14.1 Deslocamento do diagrama de momentos fletores

$$V_{\text{sd,máx}}=176,8 \text{ kN}$$

$$V_c=75,34 \text{ kN}$$

$$a_l=d.\left[\frac{V_{\text{sd,máx}}}{2.(V_{\text{sd,máx}}-V_c)}\right]\geq 0,5.d$$

$$a_l=51.\left[\frac{176,8}{2.(176,8-75,34)}\right]\geq 0,5.51$$

$$a_l=44,43 \text{ cm} > 25,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Adota-se } 45 \text{ cm}$$

Do programa Ftool, é extraído o diagrama de momentos fletores da viga, e com auxílio do software AutoCAD, em escala foi decalado o diagrama.

Figura 54 - Diagrama de Momentos antes da decalagem

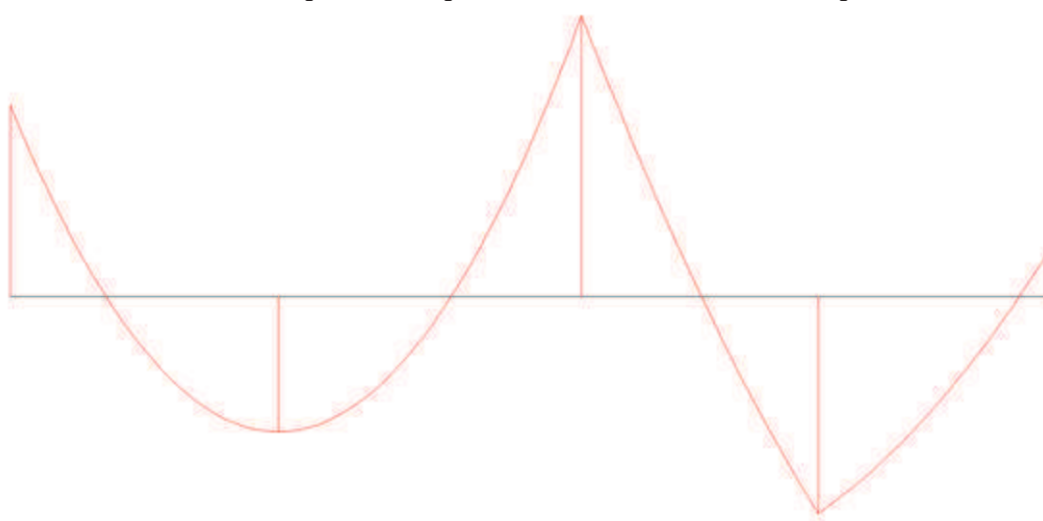
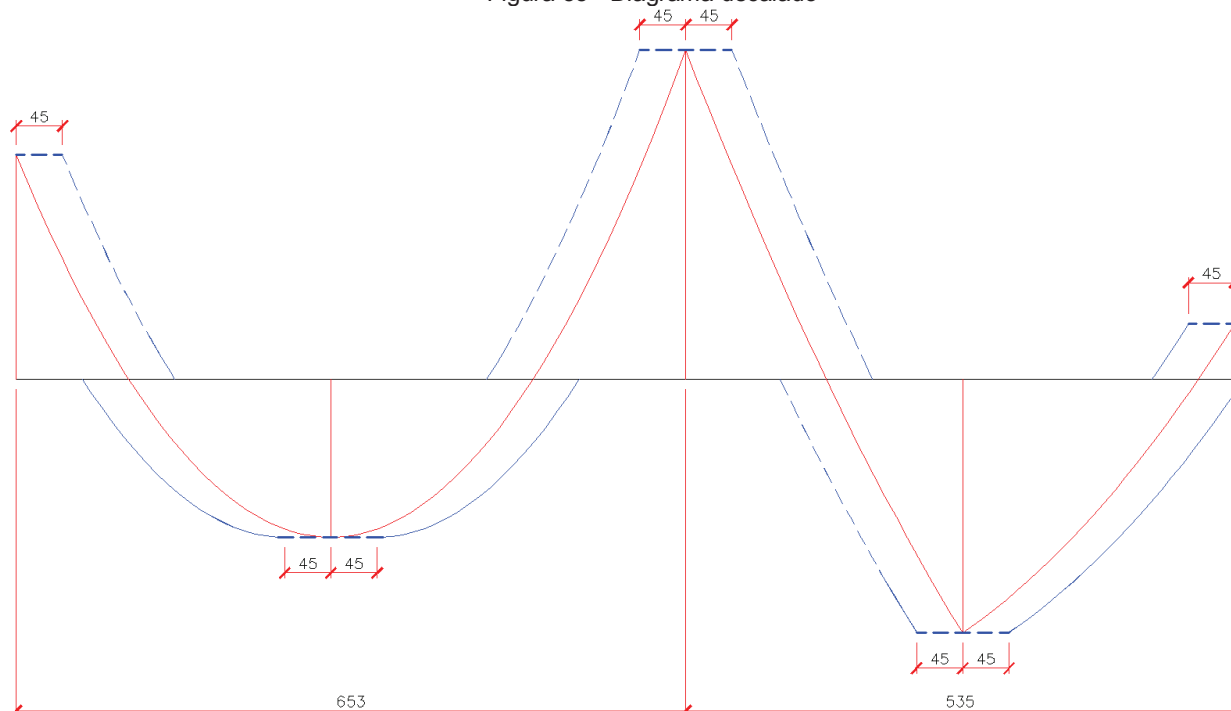


Figura 55 - Diagrama decalado



10.14.2 Armadura no apoio extremo P8

Dados:

$\eta_1 = 2,25 \rightarrow$ CA-50 (barras nervuradas)

$\eta_2 = 1,0 \rightarrow$ (boa aderência)

$\eta_2 = 0,7 \rightarrow$ (má aderência)

$\eta_3 = 1,0 \rightarrow (\varnothing < 32 \text{ mm})$

• Armadura Positiva:

Armadura mínima:

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{A_{s,\text{vão}}}{4} \rightarrow |M^-_{\text{apoio}}| > 0,5 \cdot M^+_{\text{vão}}$$

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{6,14}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Portanto 2 barras serão levadas até o apoio ($2\varnothing 12,5 \rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2$).

Tensão de aderência:

$$f_{\text{ctd}} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{\text{ck}}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (30)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{bd}} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{\text{ctd}} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,1 \cdot 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 41,67 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 41,67 = 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 41,67 \cdot \frac{4,84}{6,14} = 22,99 \text{ cm} = 23 \text{ cm}$$

Ancoragem mínima em apoios extremos:

$$r + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot \phi + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot 1,25 + 5,5 \cdot 1,25 = 10 \text{ cm}$$

6 cm

$$l_{b,nec} = 23 \text{ cm}$$

Detalhamento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \phi + \phi)}{4} + 8 \cdot \phi = \frac{\pi \cdot (5 \cdot 1,25 + 1,25)}{4} + 8 \cdot 1,25 = 15,9 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Tamanho total da ancoragem com gancho:

$$l_t = l_b + l_g = 23,0 + 16,0 = 39,0 \text{ cm}$$

Portanto a ancoragem consiste em 23 cm de trecho reto entrando no pilar de apoio, mais um gancho a 90 graus com projeção de comprimento reto de 16 cm.

• Armadura Negativa:

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{45}{51} \cdot 156,0 = 121,45 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{121,45}{43,48} = 2,79 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4} \rightarrow |M^-_{apoio}| > 0,5 \cdot M^+_{v\tilde{a}o}$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{6,14}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Portanto 3 barras serão levadas até o apoio ($3\phi 12,5 \rightarrow A_s = 3,69 \text{ cm}^2$).

Tensão de aderência:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (30)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 2,28 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 2,28} = 59,6 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 59,6 = 17,9 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 59,6 \cdot \frac{6,87}{7,36} = 38,94 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Ancoragem mínima em apoios extremos:

$$r + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot \phi + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot 1,25 + 5,5 \cdot 1,25 = 10 \text{ cm}$$

6 cm

$$l_{b,nec} = 40 \text{ cm}$$

Detalhamento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \phi + \phi)}{4} + 8 \cdot \phi = \frac{\pi \cdot (5 \cdot 1,25 + 1,25)}{4} + 8 \cdot 1,25 = 15,9 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Tamanho total da ancoragem com gancho:

$$l_t = l_b + l_g = 40,0 + 16,0 = 56,0 \text{ cm}$$

Portanto a ancoragem consiste em 40 cm de trecho reto entrando no pilar de apoio, mais um gancho a 90 graus com projeção de comprimento reto de 16 cm.

10.14.3 Armadura no apoio extremo P2

Dados:

$$\eta_1 = 2,25 \rightarrow \text{CA-50 (barras nervuradas)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \rightarrow (\text{boa aderência})$$

$$\eta_2 = 0,7 \rightarrow (\text{má aderência})$$

$$\eta_3 = 1,0 \rightarrow (\phi < 32 \text{ mm})$$

• Armadura Positiva:

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{45}{51} \cdot 101,8 = 89,82 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{89,82}{43,48} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \rightarrow |M^-_{apoio}| < 0,5 \cdot M^+_{v\tilde{a}o}$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{10,05}{3} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Portanto 2 barras serão levadas até o apoio ($2\varnothing 16,0 \rightarrow A_s = 4,02 \text{ cm}^2$).

Tensão de aderência:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (30)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 53,35 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 53,35 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \varnothing = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 53,35 \cdot \frac{8,11}{10,05} = 30 \text{ cm}$$

Ancoragem mínima em apoios extremos:

$$r + 5,5 \cdot \varnothing = 2,5 \cdot \varnothing + 5,5 \cdot \varnothing = 2,5 \cdot 1,25 + 5,5 \cdot 1,25 = 10 \text{ cm}$$

6 cm

$$l_{b,nec} = 30 \text{ cm}$$

Detalhamento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \varnothing + \varnothing)}{4} + 8 \cdot \varnothing = \frac{\pi \cdot (5 \cdot 1,6 + 1,6)}{4} + 8 \cdot 1,6 = 20 \text{ cm}$$

Tamanho total da ancoragem com gancho:

$$l_t = l_b + l_g = 30,0 + 20,0 = 50,0 \text{ cm}$$

Porém, esse apoio tem apenas 12 cm de comprimento, com isso será levado comprimento reto de 9 cm até o cobrimento e gancho de 41 cm.

• Armadura Negativa:

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{45}{51} \cdot 101,8 = 89,82 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{89,82}{43,48} = 2,06 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \rightarrow |M^-_{apoio}| < 0,5 \cdot M^+_{v\tilde{a}o}$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{10,05}{3} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Portanto 3 barras serão levadas até o apoio ($3\phi 12,5 \rightarrow A_s = 3,68 \text{ cm}^2$).

A armadura negativa calculada para este pilar tinha resultado em $2\phi 12,5$, porém como visto acima esta se torna insuficiente devido a necessidade da ancoragem da diagonal de compressão. Com isso, esta armadura agora será adotada com $3\phi 12,5$.

Tensão de aderência:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (30)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 2,28 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 2,28} = 59,6 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 59,6 = 17,9 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 59,6 \cdot \frac{1,62}{3,68} = 18,37 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Ancoragem mínima em apoios extremos:

$$r + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot \phi + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot 1,25 + 5,5 \cdot 1,25 = 10 \text{ cm}$$

6 cm

$$l_{b,nec}=20 \text{ cm}$$

Detalhamento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \emptyset + \emptyset)}{4} + 8 \cdot \emptyset = \frac{\pi \cdot (5 \cdot 1,25 + 1,25)}{4} + 8 \cdot 1,25 = 15,9 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Tamanho total da ancoragem com gancho:

$$l_t = l_b + l_g = 20,0 + 16,0 = 41,0 \text{ cm}$$

Novamente, como esse apoio tem apenas 12 cm, será levado comprimento reto de 9 cm até o cobrimento mais um gancho de 27 cm.

10.14.4 Armadura no apoio intermediário P5

- Armadura Negativa:

Tensão de aderência:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot (30)^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 2,28 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 2,28} = 76,28 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 76,28 = 22,88 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \emptyset = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 76,28 \cdot \frac{11,08}{12,06} = 70 \text{ cm}$$

- Armadura Positiva:

Como o diagrama de momentos decalados não chega a este apoio, a princípio seriam colocadas duas barras de 5 mm funcionando como porta-estribos. Porém, um

pequeno comprimento seria usado para estas barras, tornando mais viável o prolongamento destas barras até o apoio.

10.14.5 Detalhamento das armaduras negativas

Com as medidas tomadas até aqui, como a ancoragem nos apoios, será levado adiante o detalhamento pelo processo gráfico.

As armaduras devem se prolongar pelo diagrama decalado, e prolongadas com o comprimento de ancoragem reto necessário, e caso haja necessidade, prolongadas mais 10ϕ .

Já foram calculado anteriormente os comprimentos básicos de ancoragem retos. Para obtermos os necessários temos:

- Para armadura negativa do apoio P8 $\rightarrow l_b = 59,6$ cm. Logo:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 59,6 = 17,9 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 59,6 \cdot \frac{6,85}{7,36} = 54,47 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

- Para armadura negativa do apoio P2 $\rightarrow l_b = 59,6$ cm. Logo:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 59,6 = 17,9 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 59,6 \cdot \frac{1,62}{3,68} = 26,24 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$$

- Para armadura negativa do apoio P5 $\rightarrow l_{b,nec} = 76,28$ cm.

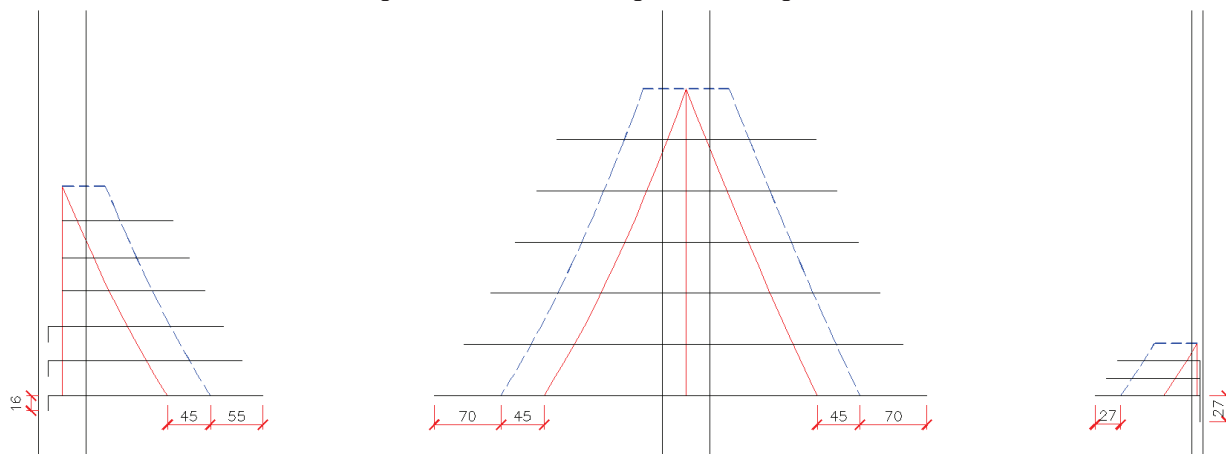
$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 76,28 = 22,88 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 76,28 \cdot \frac{11,08}{12,06} = 70 \text{ cm}$$

Portanto, acrescentando estes comprimentos graficamente:

Figura 56 - Armaduras negativas no diagrama decalado



Como pode ser observado, existem partes da viga que estão sem armadura, com isso seria necessário colocar duas barras de porta-estribo, porém o detalhamento ficaria algo extremamente trabalhoso de ser executado em obra, portanto serão usadas duas barras das armaduras das extremidades levadas até as armaduras centrais devidamente traspassadas.

Também devido ao trabalho para execução, as armaduras serão agrupadas para possuírem mesmo comprimento facilitando a montagem.

Com isso as armaduras da extremidade esquerda que teriam 6 tipos de barras, serão agrupadas em 3 pares, logicamente levando em conta o maior comprimento entre elas. Já nas armaduras da extremidade direita, como só há 3 barras, estas serão agrupadas também em um par e uma individual. A armadura central, que teria 6 barras, será agrupada em 3 pares.

10.14.6 Detalhamento das armaduras positivas

Da mesma maneira que executada nas armaduras negativas, com as ancoragens nos apoios externos já executadas, segue-se com o processo gráfico para obtenção do detalhamento final. As armaduras serão também prolongadas até o comprimento de ancoragem reto necessário, e como o diagrama decalado não chega até o apoio central, ficará também um trecho da viga sem armadura, aonde seria necessário o uso de porta-estribos. Porém, duas barras de cada vão serão prolongadas até o pilar, ancorando com um comprimento de 10ϕ a partir da face do apoio.

Já foram calculados anteriormente os comprimentos básicos de ancoragem reto, e para obtermos os necessários temos:

- Para armadura do primeiro vão $\rightarrow l_b = 41,67$ cm. Logo:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 41,67 = 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 41,67 \cdot \frac{4,84}{6,14} = 32,85 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

- Para armadura do segundo vão $\rightarrow l_b = 53,35$ cm. Logo:

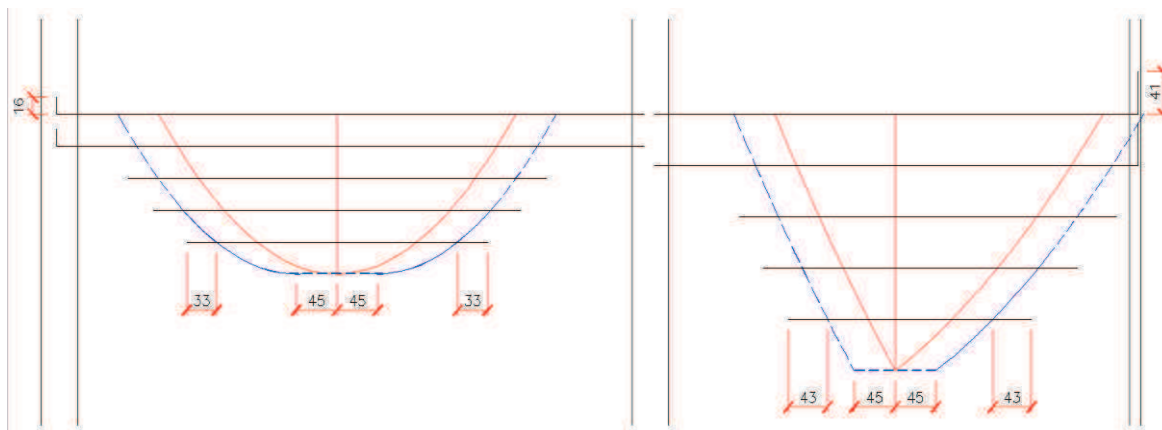
$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 53,35 = 16,0 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,6 = 16,0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 53,35 \cdot \frac{8,11}{10,05} = 43 \text{ cm}$$

Prolongando graficamente estas armaduras temos:

Figura 57 - Armaduras positivas no diagrama decalado



Assim como nas armaduras negativas, para facilitar a execução também se agrupará as armaduras. Como o primeiro vão possui 5 barras, estas serão agrupadas em 2 pares e uma barra isolada. Já no segundo vão, aonde existem 5 barras, estas serão agrupadas em 2 pares e uma barra isolada também, levando sempre em conta o maior comprimento do par.

10.14.7 Detalhamento final

Após realização de todos os cálculos demonstrados neste capítulo, as considerações feitas para otimização das armaduras e melhor execução da viga em obra, será demonstrado a seguir o detalhamento final da viga V14, apresentando as seções da viga que possibilitem melhor entendimento.

Figura 58 - Seções da Viga V14

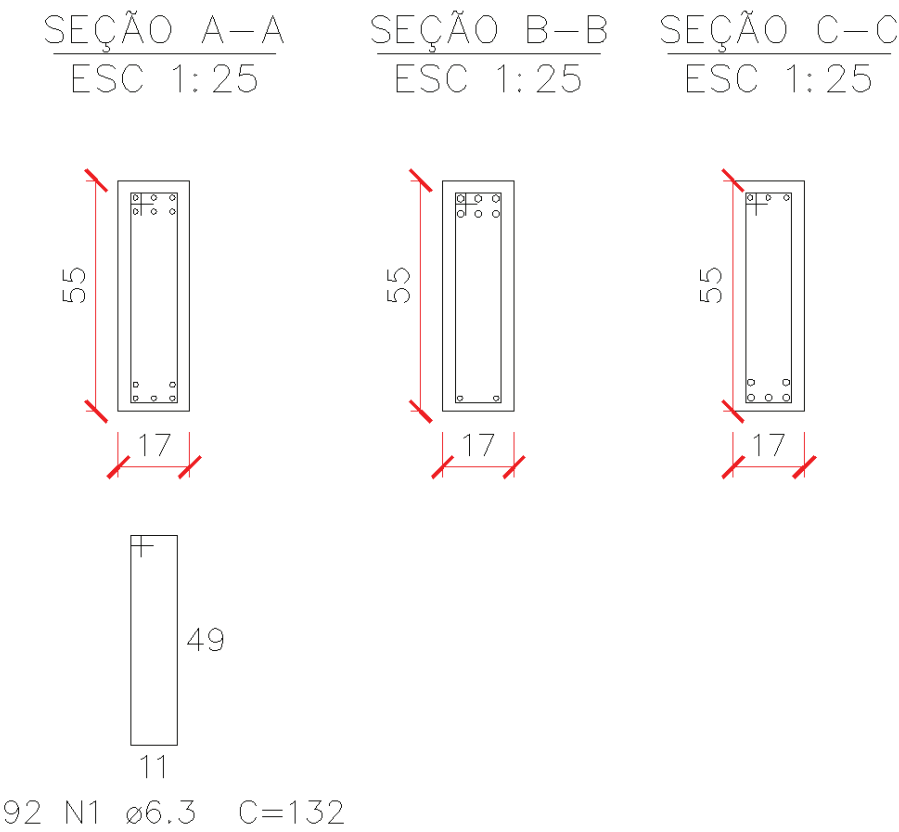
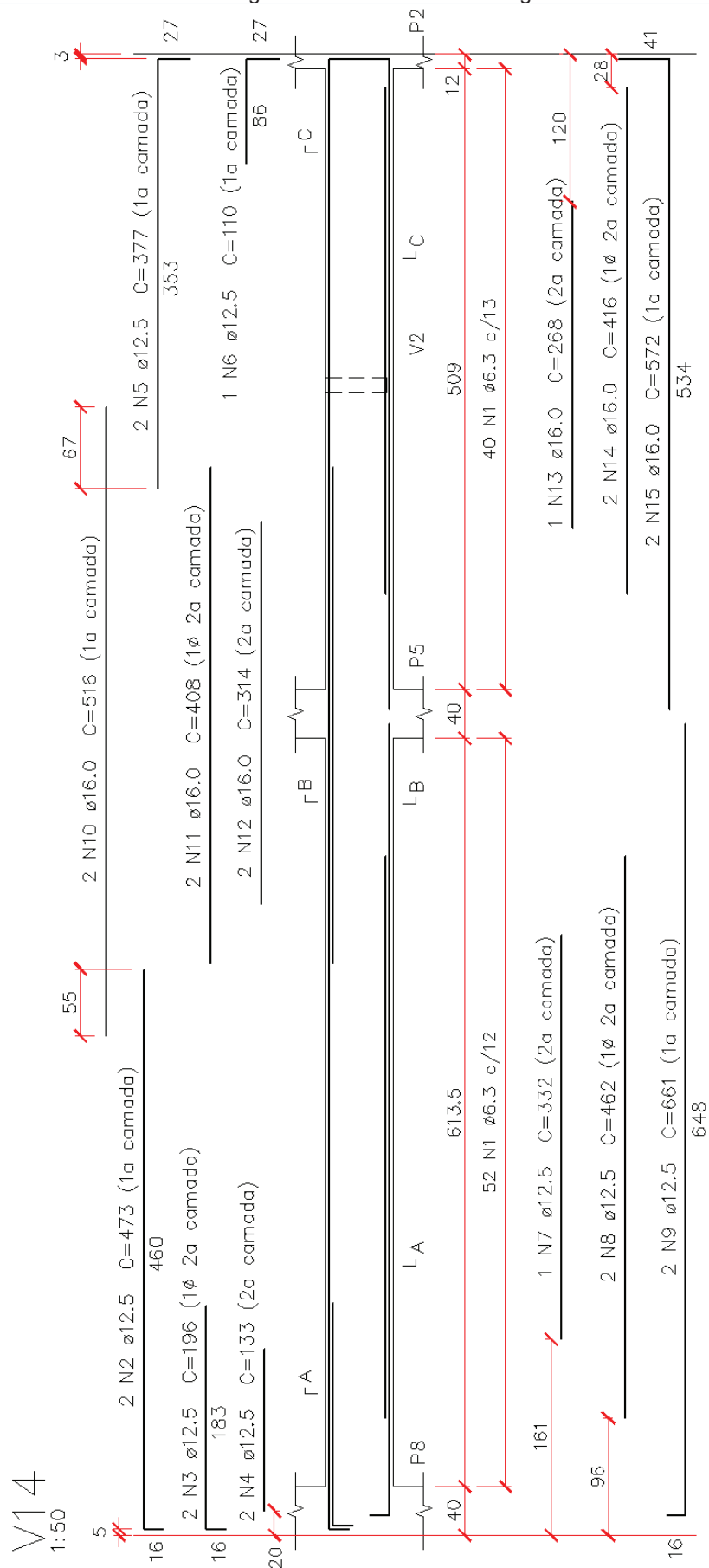


Figura 59 - Detalhamento da Viga V1



11 PILARES

A NBR 6118:2007 define pilares como sendo elementos estruturais lineares de eixo reto, geralmente verticais, em que forças normais de compressão são preponderantes.

Apresentam usualmente seção transversal quadrada, retangular ou circular, e têm a função de receber as ações nos diversos níveis da estrutura e conduzi-las até a fundação. Assim como as estruturas de fundação, é considerado um dos principais elementos estruturais, pois a sua ruína pode provocar danos globais, podendo levar ao colapso progressivo. Recebem predominantemente ações de compressão, podendo também estar submetidos à compressão composta normal ou oblíqua.

As estruturas dos edifícios podem ser divididas em duas subestruturas, que possuem finalidades diferentes.

- Subestrutura de contraventamento: deve possuir rigidez suficiente para garantir indeslocabilidade, pois além de resistir uma parcela do carregamento vertical, possui a função de resistir às ações horizontais. Nessas estruturas os efeitos globais de segunda ordem são bastante expressivos, e precisam ser levados em consideração, sendo também conhecidas como estruturas deslocáveis ou de nós móveis.

- Subestrutura contraventada: resiste apenas ao carregamento vertical, os pilares chamados de contraventados podem ser calculados apoiados nos níveis das lajes, considerando efeitos de segunda ordem apenas localizados, devido aos pequenos deslocamentos dos nós, por esse fator, também é chamada de indeslocável ou de nós fixos.

Nesse capítulo será abordado o cálculo de pilares ditos contraventados, submetidos apenas ao carregamento vertical, os pilares são admitidos como elementos isolados, manifestando em suas extremidades apenas efeitos de primeira ordem, como será visto adiante.

11.1 Classificação quanto a posição em planta

Os pilares podem apresentar esforços diferentes de acordo com a sua localização na estrutura, sendo classificados em:

- Pilares internos: São aqueles localizados no interior do edifício. As lajes e vigas que se apoiam sobre estes apresentam continuidade nas duas direções. É considerado apenas o carregamento vertical atuante das vigas, e admite-se que as reações sejam centradas e que os momentos fletores transmitidos a ele são pequenos, e podem ser desprezados, tendo solicitação de compressão simples.

- Pilares de extremidade: São também conhecidos como pilares de borda, e correspondem ao apoio extremo de uma viga, gerando um carregamento excêntrico em um dos eixos principais do pilar onde o momento fletor não mais poderá ser desconsiderado, devendo então ser dimensionado a flexo-compressão.

- Pilares de canto: São aqueles dispostos no apoio extremo de duas vigas, apresentando assim, além da força normal, momentos fletores e excentricidades iniciais nas duas direções, devendo ser dimensionados a flexão composta oblíqua.

Mesmo para os elementos que estejam submetidos apenas a carregamentos normais, a NBR 6118:2007 exige a consideração de uma excentricidade acidental em todos os casos, com o objetivo de levar em conta possíveis imperfeições do eixo do pilar.

11.2 Dimensões limites

11.2.1 Dimensões Mínimas

Para garantir um bom desempenho do pilar e suas condições de execução a NBR 6118:2007 estabelece os limites mínimos para a seção e largura do pilar.

A dimensão mínima estipulada é de 19 cm, e em casos especiais, permite-se adotar dimensões de até 12 cm, desde que o esforço solicitante seja majorado

por um coeficiente adicional que varia conforme a menor dimensão da seção, dado pela equação ou tabela abaixo:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05.b$$

Tabela 12 - Valores do Coeficiente adicional

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35
<p>Onde:</p> <p>$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;</p> <p>b é a menor dimensão da seção transversal do pilar.</p> <p>NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.</p>								

Fonte: NBR 6118:2007 (Tabela 13.1)

Também, de acordo com a Norma, em qualquer caso, não se permite pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm^2 .

11.2.2 Dimensões máximas

A maior dimensão da seção transversal dos pilares não deve exceder em cinco vezes a sua menor dimensão. Caso esta condição não seja satisfeita, o elemento estrutural deve ser dimensionado como pilar-parede.

11.3 Esforços solicitantes – 1ª Ordem

Pilares têm como função receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até a fundação, portanto os esforços atuantes consistem nas cargas permanentes e acidentais aplicadas nas lajes que são distribuídas nas vigas, que por sua vez conduzem ao pilar, junto das cargas de parede e peso próprio das vigas e dos próprios pilares.

O dimensionamento é realizado para cada pavimento separadamente, visto que no decorrer dos pavimentos há o somatório das cargas, o que torna cada lance de pilar carregado de maneira diferente.

O carregamento proveniente das vigas foi obtido com auxílio do programa Ftool, utilizando as mesmas considerações apresentadas nas vigas.

O peso próprio dos pilares se obtém da seguinte equação:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção}$$

Onde:

γ_{conc} → Peso específico do concreto armado de 25 kN/m³;

h → Altura do pilar;

$A_{seção}$ → Área da seção de concreto do pilar.

11.4 Comprimento equivalente

O comprimento equivalente do pilar, considerado vinculado em ambas as extremidades, é o menor dos seguintes valores:

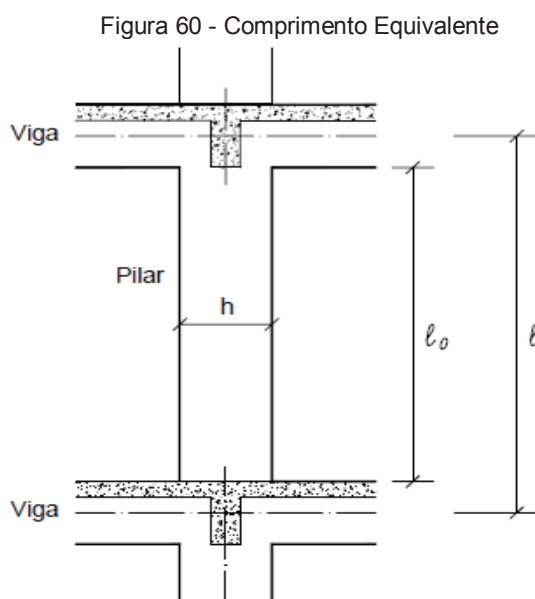
$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Onde:

l_0 → Distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

h → Altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l → Distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.



Fonte: GIONGO, 2005

11.5 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez mede a capacidade de um pilar resistir ou não a flambagem. Quanto maior a esbeltez, maior a possibilidade de ocorrência de flambagem. O índice de esbeltez é dado pela expressão abaixo:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \qquad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Onde:

$l_e \rightarrow$ Comprimento equivalente do pilar;

$i \rightarrow$ Raio de giração do pilar;

$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow$ Momento de inércia da seção de concreto na direção analisada;

$A = b \cdot h \rightarrow$ Área da seção transversal de concreto.

Conhecendo o comprimento equivalente em cada direção, o índice de esbeltez para seções retangulares pode ser encontrado diretamente por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

11.5.1 Esbeltez limite

O valor de esbeltez limite corresponde a um valor a partir do qual há uma redução da capacidade resistente do pilar, devido aos efeitos de 2ª ordem. Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , onde este é calculado pela seguinte equação:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Onde:

$e_1 \rightarrow$ Excentricidade de 1ª ordem;

$h \rightarrow$ Altura da seção na direção considerada;

$\alpha_b \rightarrow$ Coeficiente dado em função da vinculação e do carregamento atuante.

Sendo o valor de α_b obtido conforme estabelecido a seguir:

- Pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \rightarrow \text{com } 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

Onde:

$M_A \rightarrow$ Momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

$M_B \rightarrow$ Momento fletor de 1ª ordem no extremo B do pilar (torna-se para M_B o sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A e negativo em caso contrário).

- Pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

- Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,0$$

11.5.2 Índice de Esbeltez máximo

Não é recomendado de acordo com a NBR 6118:2007 o projeto e construção de pilares com índice de esbeltez maior que 200.

De acordo com o item 15.8.1 da Norma, apenas no caso de postes com força normal menor que $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$, o índice de esbeltez pode ser maior que esse valor.

11.5.3 Classificação quanto à esbeltez

Os pilares podem ser classificados também quanto ao valor de esbeltez como:

- Pilares curtos ($\lambda \leq \lambda_1$): os efeitos locais de 2ª ordem podem ser desprezados, visto que o índice de esbeltez é menor que o índice de referência.
- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$): os efeitos de 2ª ordem podem ser considerados adotando-se métodos aproximados como o método do pilar-padrão com curvatura ou com rigidez aproximada;

- Pilares esbeltos ($90 \leq \lambda \leq 140$): os efeitos de 2ª ordem podem ser avaliados com o processo do pilar-padrão empregando diagramas N-M- $\frac{1}{r}$ para a curvatura crítica. O efeito da fluência deve ser levado em conta;
- Pilares muito esbeltos ($140 \leq \lambda \leq 200$): os efeitos de 2ª ordem devem ser avaliados pelo método geral, levando em conta o efeito da fluência.

11.6 Excentricidade inicial - 1ª Ordem

Para estruturas de edifícios usuais é considerado que haja um monolitismo nas ligações dos pilares com as vigas. Portanto admite-se que ocorra uma excentricidade inicial geralmente em pilares de extremidade ou de canto, devido à falta de continuidade das vigas.

A obtenção das excentricidades iniciais no topo e na base dos pilares faz-se a partir das seguintes expressões:

$$e_{1A} = \frac{M_{1,A}}{N} \qquad e_{1B} = \frac{M_{1,B}}{N}$$

Onde:

$N_d \rightarrow$ Força normal solicitante de cálculo;

$M_d \rightarrow$ Momentos solicitantes de cálculo nas extremidades.

Normalmente os máximos momentos iniciais ocorrem nas extremidades e os máximos momentos de 2ª ordem ocorrem nas seções intermediárias (meio do vão).

A excentricidade intermediária pode ser calculada pela expressão:

$$e_{1c} = 0,6.e_{1A} + 0,4.e_{1B} \geq 0,4.e_{1A}$$

Tendo o sinal de e_{1B} a mesma configuração de α_b , positivo se M_A e M_B tracionarem a mesma face, e negativo no caso contrário.

Para a obtenção dos momentos na base e no topo do pilar, será realizada com a modelagem feita no programa Ftool, levando em consideração a solidariedade dos pilares com a viga.

11.7 Momento mínimo

As imperfeições geométricas dos pilares são decorrentes do desaprumo do pilar, o que gera excentricidade na aplicação dos esforços. O efeito dessas imperfeições pode ser substituído por um momento mínimo de 1ª ordem, segundo o item 11.3.3.4.3 da NBR 6118:2007. Esse momento mínimo se dá pela seguinte expressão:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Onde:

$h \rightarrow$ Altura da seção na direção considerada;

$N_d \rightarrow$ Força normal de cálculo.

Quando houver necessidade do cálculo de efeitos de 2ª ordem, e caso o momento mínimo seja maior que o momento de 1ª ordem, o momento mínimo deve ser somado aos momentos de 2ª ordem.

11.8 Determinação dos efeitos de 2ª Ordem

O cálculo dos efeitos de 2ª ordem, de acordo com a Norma, pode ser realizado pelo método geral ou por métodos aproximados, sendo o método geral obrigatório para os pilares com esbeltez maior que 140. A NBR 6118:2007, em seu item 15.8.3.3 cita quatro métodos aproximados, são eles: método do pilar-padrão com curvatura aproximada, método do pilar-padrão com rigidez k aproximada, método do pilar-padrão acoplado a diagramas M , N , $\frac{1}{r}$, e método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua.

Para o cálculo dos pilares neste projeto, o método utilizado será o do pilar-padrão com curvatura aproximada, que pode ser empregado no dimensionamento de pilares com esbeltez inferior a 90, seção constante e armadura simétrica. Neste método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, e a não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura. O momento máximo no pilar é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Onde:

$N_d \rightarrow$ Força normal de cálculo;

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \rightarrow \text{Curvatura da seção crítica};$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \rightarrow \text{Força normal adimensional};$$

$h \rightarrow$ Altura da seção na direção considerada.

11.9 Dimensionamento da armadura longitudinal

As armaduras longitudinais colaboram para resistir à compressão, diminuindo a seção do pilar, e também resistem às tensões de tração.

A obtenção da armadura longitudinal pode ser realizada através de ábacos de interação, onde estes ábacos fornecem coeficientes adimensionais ω em função das dimensões da seção, da distribuição das barras longitudinais e dos esforços atuante, representados pelos coeficientes adimensionais v_d e μ_d .

Cálculo do coeficiente μ_d para utilização dos ábacos:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Extraídos os coeficientes ω do ábaco, a área de aço é calculada por:

$$A_s = \omega \cdot A_{seção} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

11.9.1 Armadura Longitudinal Mínima

De acordo com as recomendações do item 17.3.5.3.1 da NBR 6118:2007, a taxa mínima de armadura longitudinal nos pilares é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm.

11.9.2 Armadura Longitudinal Máxima

De acordo com o item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2007, a taxa máxima de armadura longitudinal nos pilares é dada por:

$$A_{s,m\acute{a}x}=8,0\%.A_c .$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar.

11.9.3 Distribuição das barras longitudinais

As barras da armadura longitudinal devem ser posicionadas ao redor da seção, logo, para seções retangulares precisa existir ao menos uma barra em cada canto, com a intenção de garantir adequada resistência do elemento estrutural.

11.9.4 Espaçamento das Barras Longitudinais

- Espaçamento mínimo:

O espaçamento mínimo tem a função de garantir uma concretagem adequada, e deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2.d_{\text{m\acute{a}x}}(\text{agregado}) \end{cases}$$

- Espaçamento máximo:

Deve ser igual ou menor ao menor dos seguintes valores:

$$s \leq \begin{cases} 2.b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Onde b é a menor dimensão da seção.

11.10 Dimensionamento da armadura transversal

A armadura transversal dos pilares, geralmente constituída por estribos, deve ser colocada em toda altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes. Os estribos tem como função garantir o

posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais, a obtenção de uma peça mais resistente ou dúctil, e garantir a costura nas regiões das emendas.

11.10.1 Diâmetro dos estribos

Conforme a NBR 6118:2007, o diâmetro dos estribos nos pilares não deve ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_t}{4} \end{cases}$$

11.10.2 Espaçamento longitudinal dos estribos

O espaçamento dos estribos deve ser o menor dos seguintes valores:

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12.\phi_l \rightarrow \text{Para CA-50} \end{cases}$$

11.10.3 Estribos Suplementares

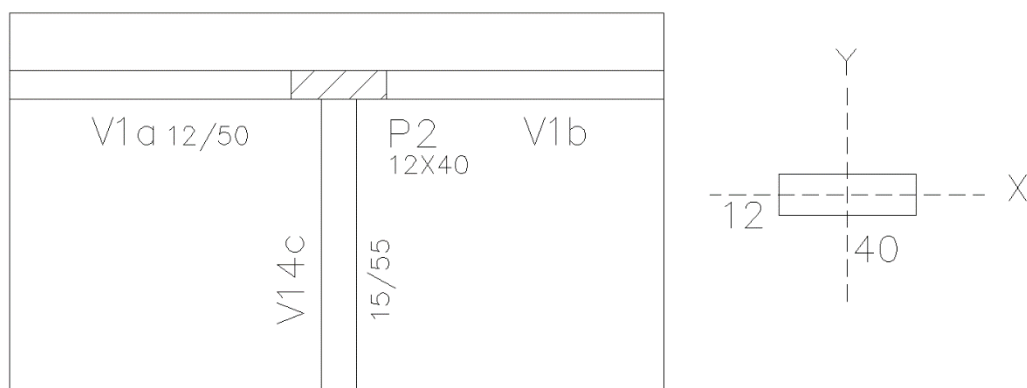
Os estribos impedem a flambagem das armaduras longitudinais dos cantos, e das barras situadas a uma distância máxima de $20.\phi_t$ dos cantos. Nas barras que não se encontrem nesta situação devem ser projetados estribos complementares para evitar sua flambagem.

O estribo suplementar pode ser constituído por uma barra reta terminada em gancho, atravessando a seção do pilar. Esses ganchos devem envolver as barras longitudinais.

12 PILAR 2 – PILAR DE EXTREMIDADE

12.1 Situação

Figura 61 - Situação do Pilar P2



12.2 Carregamentos

Como o pilar tem sua menor dimensão abaixo de 19 cm, um coeficiente de majoração precisa ser calculado:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b = 1,95 - 0,02 \cdot 12 = 1,35$$

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 2,38 \cdot (0,12 \cdot 0,40) = 2,856 \text{ kN}$$

Carregamento vindo das Vigas:

Os esforços foram obtidos através do programa Ftool. A seguir um resumo da força normal em cada lance:

- Cobertura:

Viga V1: 18,4 kN

Viga V13: 37,0 kN

- Tipo (3x):

Viga V1: 48,9 kN

Viga V14: 60,6 kN

A seguir um resumo dos carregamentos no pilar:

Tabela 13 - Resumo Carregamentos P2

Lance	Pav.	Va (kN)	Vb (kN)	P.P. (kN)	Carga Pav. (kN)	Carga Total (kN)
4	Cob.	18,4	37	2,856	58,26	58,26
3	T3	48,9	60,6	2,856	112,36	170,61
2	T2	48,9	60,6	2,856	112,36	282,97
1	T1	48,9	60,6	2,856	112,36	395,32

Os esforços são majorados pelos coeficientes previstos em Norma, então:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = N_k \cdot 1,35 \cdot 1,4$$

Tabela 14 - Carregamentos P2 Corrigidos

Lance	Carga Total (kN)	γ_n	γ_f	Carga Corrigida (kN)
4	58,26	1,35	1,4	110,10
3	170,61	1,35	1,4	322,46
2	282,97	1,35	1,4	534,81
1	395,32	1,35	1,4	747,16

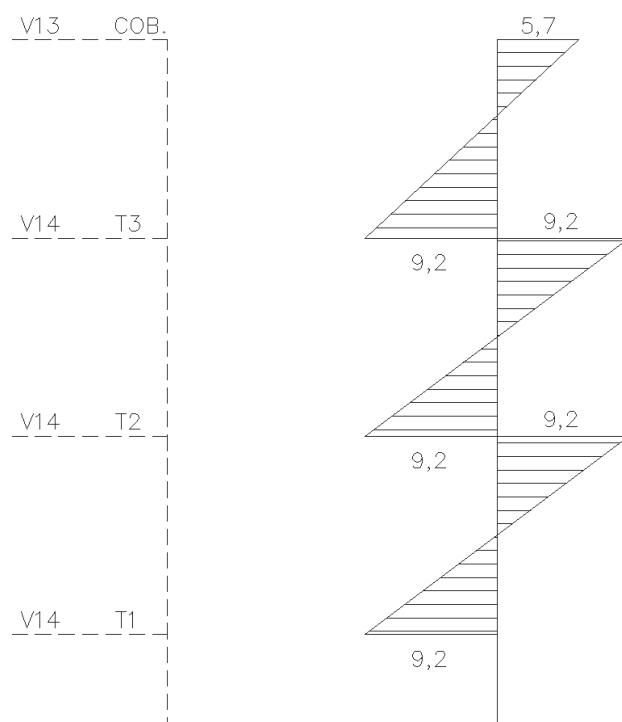
12.2.1 Momentos iniciais (viga – pilar)

Para obtenção do momento atuante no pilar P2, será utilizada a consideração da solidariedade dos pilares com as vigas, o que foi modelado no programa Ftool.

O momento atuante neste pilar, provem da viga V14 do pavimento tipo e V13 do pavimento cobertura, e o pilar é submetido a flexão composta normal, com uma excentricidade inicial na direção Y. Da viga V1, não será considerado o momento fletor, apenas a força normal vinda da reação de apoio.

A seguir um desenho resumo dos momentos obtidos pelo Ftool:

Figura 62 - Resumo dos Momentos em X P2



O lance escolhido para o dimensionamento será o lance 2, localizado entre os níveis do tipo 1 e tipo 2.

12.3 Esforços solicitantes iniciais

$$N_d = 534,81 \text{ kN}$$

$$M_{1,d,x} = M_x \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 9,2 \cdot 1,35 \cdot 1,4 = 17,39 \text{ kN.m} = 1739 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,d,y} = 0$$

12.4 Momentos mínimos

$$M_{1,d} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

$$M_{1,dx} = 534,81 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,12) = 9,95 \text{ kN.m} = 995 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,dy} = 534,81 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,40) = 14,44 \text{ kN.m} = 1444 \text{ kN.cm}$$

12.5 Esforços de Primeira ordem a considerar

$$N_d = 534,81 \text{ kN}$$

$$M_{1,dx} = 17,39 \text{ kN.m} = 1739 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,dy} = 14,44 \text{ kN.m} = 1444 \text{ kN.cm}$$

12.6 Comprimento equivalente

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Eixo x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (2,88 - 0,50) + 0,12 = 2,50 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 2,50 \text{ m}$$

Eixo y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (2,88 - 0,50) + 0,40 = 2,78 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 2,78 \text{ m}$$

12.7 Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,50}{0,12} = 72,1$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,78}{0,40} = 24,05$$

12.8 Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \rightarrow 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

$$e_1 = \frac{M_{1,d}}{N_d}$$

Eixo x:

$$\alpha_{bx}=0,60+0,40 \cdot \left(\frac{-17,39}{17,39}\right)=0,2$$

$$\alpha_b=0,40$$

$$e_{1,x}=\frac{M_{1d,x}}{N_d}=\frac{1739}{534,81}=3,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1,x}=\frac{25+12,5 \cdot \left(\frac{3,25}{12}\right)}{0,40}=70,97$$

Como $\lambda_x=72,1 > 70,97=\lambda_{1,x}$, o pilar é considerado como medianamente esbelto nesta direção, onde será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem na direção deste eixo.

Eixo y:

Como $\lambda_y = 24,05 < 35$ o pilar é considerado como curto nesta direção, não sendo necessário considerar os efeitos de 2ª ordem na direção deste eixo.

12.9 Esforços de Segunda ordem

Cálculo na seção do meio do eixo x.

$$M_{2d,tot}=\alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,mín} \end{cases}$$

Força normal adimensional:

$$v_d=\frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}=\frac{534,81}{12,40 \cdot \frac{3,0}{1,4}}=0,52$$

$$v_d+0,5=0,52+0,5=1,02 \geq 1,0 \rightarrow 0k$$

Curvatura na direção x:

$$\frac{1}{r}=\frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)}=\frac{0,005}{0,12 \cdot (0,52+0,5)}=0,041$$

Momento de 2ª ordem na direção x:

$$M_{2,xd}=0,4 \cdot 17,05 + 534,81 \cdot \frac{2,50^2}{10} \cdot 0,041 = 20,61 \text{ kN.m} = 2061 \text{ kN.cm}$$

12.10 Situações de cálculo

Seção na extremidade:

$$\begin{cases} N_d = 534,81 \text{ kN} \\ M_{1,xd} = 17,39 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_d = 534,81 \text{ kN} \\ M_{1,yd} = 14,44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 534,81 \text{ kN} \\ M_{2,xd} = 21,15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

12.11 Dimensionamento da armadura longitudinal

Estimativa de d' :

$$\text{Supondo: } \begin{cases} \phi_l = 12,5 \text{ mm} \\ \phi_t = 5,0 \text{ mm} \end{cases}$$

E sabendo que o cobrimento é de 3,0 cm.

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 3,0 + 0,5 + \frac{12,5}{2} = 4,125 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,125}{12,0} = 0,34$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,125}{40,0} = 0,10$$

Coefficientes para utilizar os ábacos:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{534,81}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right)} = 0,52$$

• Seção extremidade:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{17,39}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,12} = 0,141$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{14,44}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,40} = 0,035$$

Do ábaco 6A (LIBÂNIO, 2009):

$$\omega = 0,23.$$

• Seção intermediária:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{2,xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{20,61}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,12} = 0,167$$

Do ábaco 6A (LIBÂNIO, 2009):

$$\omega = 0,27.$$

12.12 Detalhamento da armadura longitudinal

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,27 \cdot \frac{(40 \cdot 12) \cdot \left(\frac{3,0}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 6,39 \text{ cm}^2$$

• Armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_{\text{seção}}$$

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{534,81}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 1,85 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot (12 \cdot 40) = 1,92 \text{ cm}^2$$

Logo a área de armadura adotada será a calculada.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{6,39}{1,227} = 5,21 = 6 \text{ barras}$$

A princípio será utilizado o detalhamento com 6Ø 12,5 mm.

• Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b - 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Como a seção possui 40 cm na maior dimensão, descontando o valor do cobrimento e estribos, o espaçamento entre as barras fica no valor de 16,5 cm. Portanto a condição está satisfeita.

• Comprimento de ancoragem para as emendas por traspasse:

Tensão de aderência da ancoragem:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$\eta_3 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 41,70 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} \geq l_{b,\min}$$

Onde:

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,6.l_b = 0,6.41,70 = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15.\phi = 18,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0.41,70 \cdot \frac{6,39}{7,36} = 36,2 \text{ cm}$$

Comprimento de traspasse:

$$l_{0c} = l_{b,\text{nec}}$$

Arredondando a favor da segurança, será adotado 37 cm.

12.13 Detalhamento da armadura transversal

Diâmetro dos estribos:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_1 = \frac{12,5}{4} = 3,2 \text{ mm} \end{cases}$$

Serão adotados estribos de 5 mm de diâmetro.

Espaçamento dos estribos:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 12 \text{ cm} \\ 12.\phi_1 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento adotado entre os estribos será de 12 cm.

Quantidade de estribos:

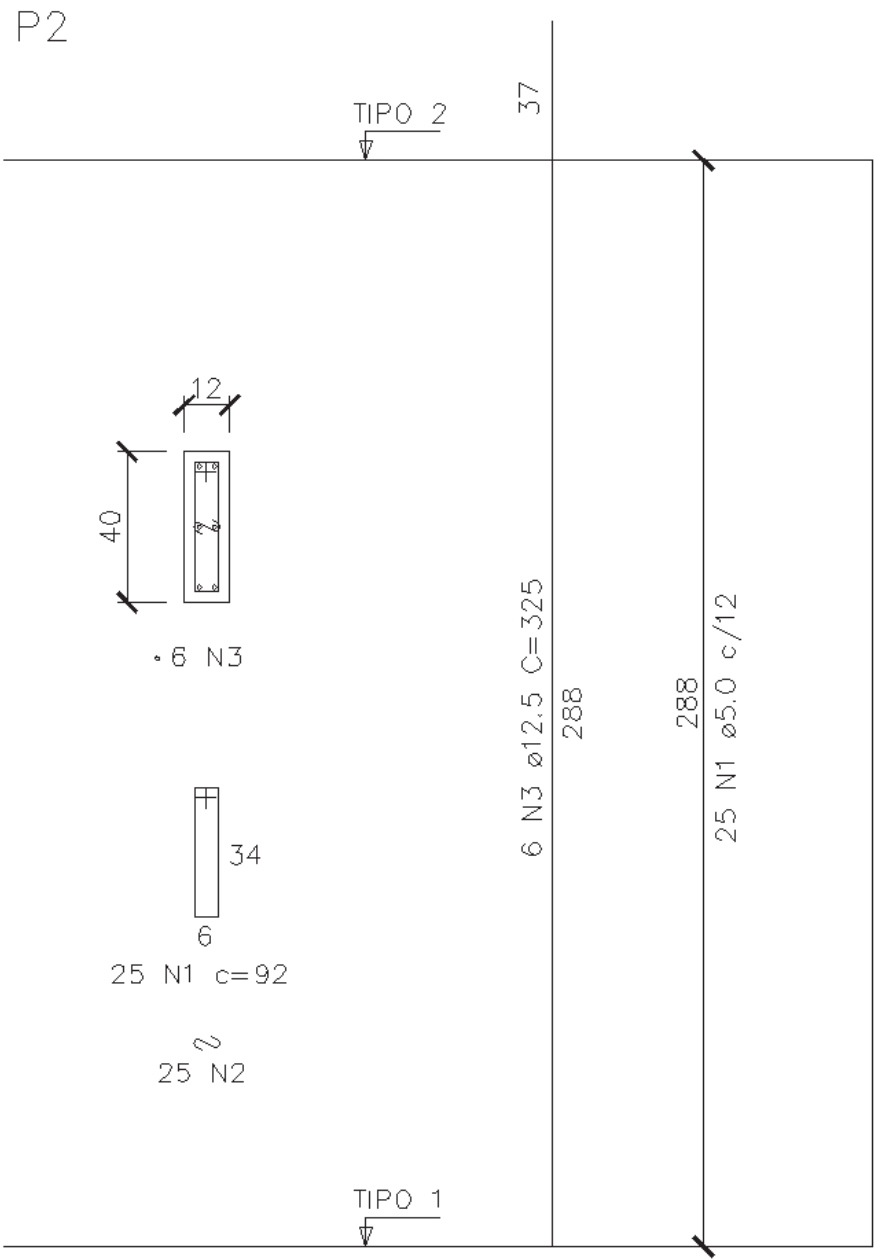
$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{288}{12} + 1 = 25 = 25 \text{ estribos.}$$

Estribos Suplementares:

Como a distância das barras centrais até o canto da armadura é maior que 20 vezes o diâmetro do estribo, há necessidade do uso de estribos suplementares.

12.14 Detalhamento final

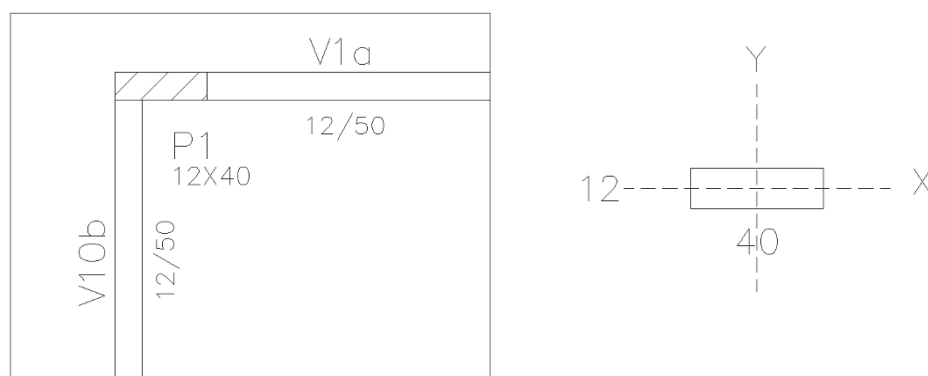
Figura 63 - Detalhamento Pilar P2



13 PILAR 1 – PILAR DE CANTO

13.1 Situação

Figura 64 - Situação do Pilar P1



13.2 Carregamentos

Como o pilar tem sua menor dimensão abaixo de 19 cm, um coeficiente de majoração precisa ser calculado:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b = 1,95 - 0,05 \cdot 12 = 1,35$$

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 2,38 \cdot (0,12 \cdot 0,40) = 2,856 \text{ kN}$$

Carregamento vindo das Vigas:

Os esforços foram obtidos através do programa Ftool. A seguir um resumo da força normal em cada lance:

- Cobertura:

Viga V1: 8,0 kN

Viga V10: 18,3 kN

- Tipo (3x):

Viga V1: 21,2 kN

Viga V10: 38,6 kN

A seguir um resumo dos carregamentos no pilar:

Tabela 15 - Resumo Carregamentos P1

Lance	Pav.	Va (kN)	Vb (kN)	P.P. (kN)	Carga Pav. (kN)	Carga Total (kN)
4	Cob.	8,0	18,3	2,856	29,16	29,16
3	T3	21,2	38,6	2,856	62,66	91,81
2	T2	21,2	38,6	2,856	62,66	154,47
1	T1	21,2	38,6	2,856	62,66	217,12

Os esforços são majorados pelos coeficientes previstos em Norma, então:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = N_k \cdot 1,35 \cdot 1,4$$

Tabela 16 - Carregamentos P1 Corrigidos

Lance	Carga Total (kN)	γ_n	γ_f	Carga Corrigida (kN)
4	29,16	1,35	1,4	55,10
3	91,81	1,35	1,4	173,52
2	154,47	1,35	1,4	291,94
1	217,12	1,35	1,4	410,36

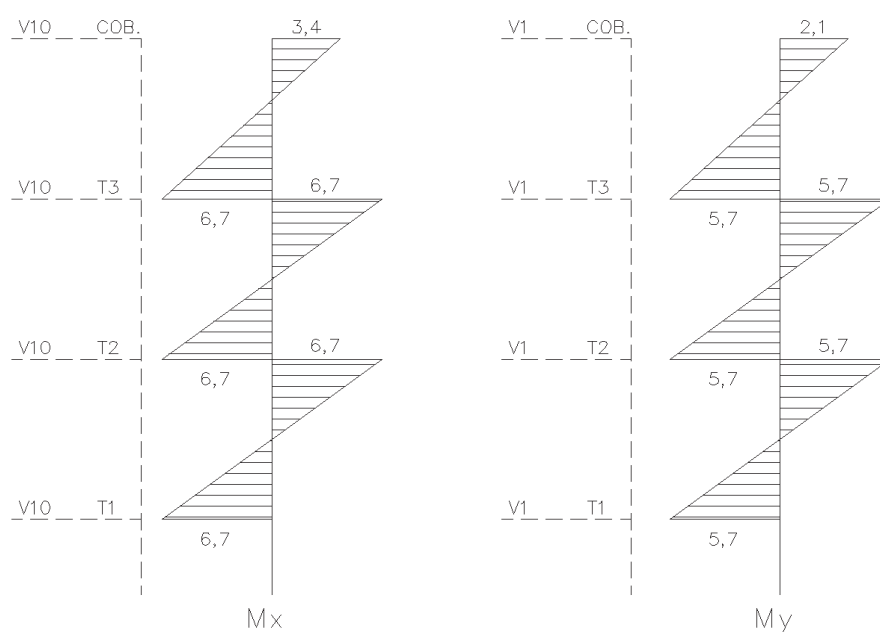
13.3 Momento iniciais (viga – pilar)

Este pilar está submetido a flexão composta oblíqua, constando com momentos fletores iniciais devido a sua ligação com a extremidade das vigas V1 e V10.

Para obtenção do momento atuante no pilar P1, será utilizada a consideração da solidariedade dos pilares com as vigas, o que foi modelado no programa Ftool.

A seguir um desenho resumo dos momentos obtidos pelo Ftool:

Figura 65 - Resumo dos Momentos em P1



O lance escolhido para o dimensionamento será o lance 2, localizado entre os níveis do tipo 1 e tipo 2.

13.4 Esforços solicitantes iniciais

$$N_d = 291,94 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = M_x \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 6,7 \cdot 1,35 \cdot 1,4 = 12,66 \text{ kN.m} = 1266 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d,y} = M_y \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 5,7 \cdot 1,35 \cdot 1,4 = 10,77 \text{ kN.m} = 1077 \text{ kN.cm}$$

13.5 Momentos mínimos

$$M_{1,d} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

$$M_{1,dx} = 291,94 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,12) = 5,43 \text{ kN.m} = 543 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,dy} = 291,94 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,40) = 7,88 \text{ kN.m} = 788 \text{ kN.cm}$$

13.6 Esforços de Primeira ordem a considerar

$$N_d = 291,94 \text{ kN}$$

$$M_{1,dx} = 12,66 \text{ kN.m} = 1266 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,dy} = 10,77 \text{ kN.m} = 1077 \text{ kN.cm}$$

13.7 Comprimento equivalente

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Eixo x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (2,88 - 0,50) + 0,12 = 2,50 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 2,50 \text{ m}$$

Eixo y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (2,88 - 0,50) + 0,40 = 2,78 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 2,78 \text{ m}$$

13.8 Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i} - \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,50}{0,12} = 72,08$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,78}{0,40} = 24,05$$

13.9 Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \rightarrow 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

$$e_1 = \frac{M_{1,d}}{N_d}$$

Eixo x:

$$\alpha_{bx} = 0,60 + 0,40 \cdot \left(\frac{-10,77}{10,77} \right) = 0,2$$

$$\alpha_b = 0,40$$

$$e_{1,x} = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{1266}{291,94} = 4,34 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{4,34}{12} \right)}{0,40} = 73,80$$

Como $\lambda_x = 72,08 < 73,80 = \lambda_{1,x}$, não será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem na direção deste eixo.

Eixo y:

Como $\lambda_y = 24,05 < 35$, não será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem na direção deste eixo.

13.10 Situações de cálculo

Seção na extremidade:

$$\begin{cases} N_d = 291,94 \text{ kN} \\ M_{1,xd} = 12,66 \text{ kN.m} \\ M_{1,yd} = 10,77 \text{ kN.m} \end{cases}$$

13.11 Dimensionamento da armadura longitudinal

Estimativa de d':

$$\text{Supondo: } \begin{cases} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \phi_t = 5,0 \text{ mm} \end{cases}$$

E sabendo que o cobrimento é de 3,0 cm.

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 3,0 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,0}{12,0} = 0,33$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,0}{40,0} = 0,10$$

Coefficientes para utilizar os ábacos:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{291,94}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4} \right)} = 0,284$$

- Seção extremidade:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{12,66}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,12} = 0,103$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{10,77}{(0,12 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,40} = 0,026$$

Do ábaco 6A (Libânio, 2009):

$$\omega = 0,08.$$

13.12 Detalhamento da armadura longitudinal

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,08 \cdot \frac{(40 \cdot 12) \cdot \left(\frac{30}{1,4}\right)}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 1,89 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_{\text{seção}}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \cdot \frac{291,94}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot (12 \cdot 40) = 1,92 \text{ cm}^2$$

Logo a área de armadura adotada será a mínima.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{1,92}{0,785} = 2,45 = 3 \text{ barras}$$

Porém, é necessária uma barra em cada canto do pilar, portanto o detalhamento será feito com 4Ø 10 mm.

- Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b - 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Como a seção possui 40 cm na maior dimensão, descontando o valor do cobrimento e estribos, o espaçamento entre as barras fica no valor de 31 cm. Portanto serão necessárias mais duas barras.

- Comprimento de ancoragem para as emendas por traspasse:

Tensão de aderência da ancoragem:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd}=2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45=3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 33,34 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Onde:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 33,34 = 20,01 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 33,34 \cdot \frac{1,92}{4,71} = 13,59 \text{ cm}$$

Comprimento de traspasse:

$$l_{0c} = l_{b,nec}$$

O comprimento será o valor mínimo de 21 cm.

13.13 Detalhamento da armadura transversal

Diâmetro dos estribos:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_l = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Serão adotados estribos de 5 mm de diâmetro.

Espaçamento dos estribos:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 12 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento adotado entre os estribos será de 12 cm.

Quantidade de estribos:

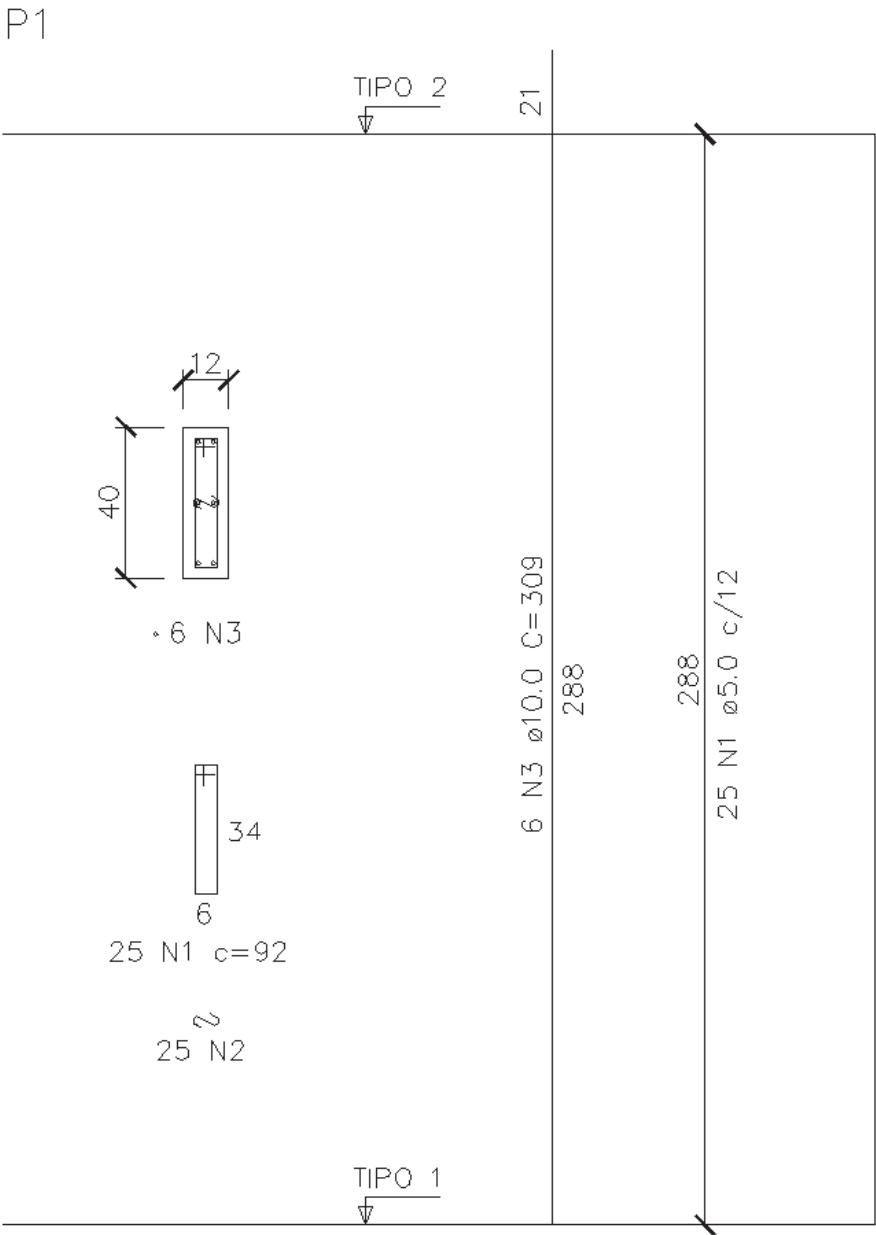
$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{288}{12} + 1 = 25 \text{ estribos.}$$

Estribos suplementares:

Assim como no pilar P2, também haverá a necessidade dos estribos suplementares nas barras centrais.

13.14 Detalhamento final

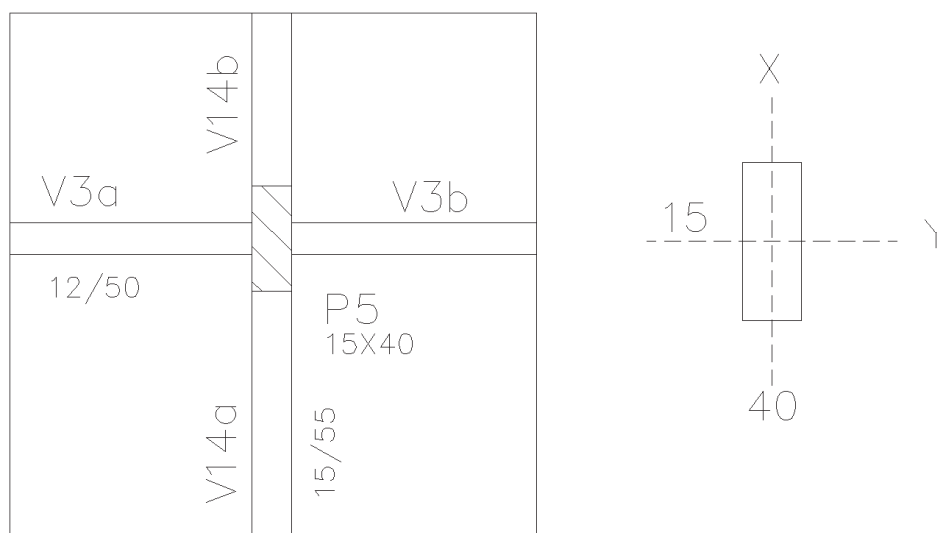
Figura 66 - Detalhamento Pilar P1



14 PILAR 5 – PILAR INTERMEDIÁRIO

14.1 Situação

Figura 67 - Situação do Pilar P5



14.2 Carregamentos

Como o pilar tem sua menor dimensão abaixo de 19 cm, um coeficiente de majoração precisa ser calculado:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b = 1,95 - 0,05 \cdot 15 = 1,20$$

Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 2,33 \cdot (0,15 \cdot 0,40) = 3,495 \text{ kN}$$

Carregamento vindo das Vigas:

Os esforços foram obtidos através do programa Ftool. A seguir um resumo da força normal em cada lance:

- Cobertura:

Viga V3: 39,6 kN

Viga V13: 93,1 kN

- Tipo (3x):

Viga V3: 86,7 kN

Viga V14: 175,7 kN

A seguir um resumo dos carregamentos no pilar:

Tabela 17 - Resumo Carregamentos P5

Lance	Pav.	Va (kN)	Vb (kN)	P.P. (kN)	Carga Pav. (kN)	Carga Total (kN)
4	Cob.	39,6	93,1	3,495	136,20	136,20
3	T3	86,7	175,7	3,495	265,90	402,09
2	T2	86,7	175,7	3,495	265,90	667,99
1	T1	86,7	175,7	3,495	265,90	933,88

Os esforços são majorados pelos coeficientes previstos em Norma, então:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = N_k \cdot 1,20 \cdot 1,4$$

Tabela 18- Carregamentos P5 Corrigidos

Lance	Carga Total (kN)	γ_n	γ_f	Carga Corrigida (kN)
4	136,20	1,20	1,4	228,81
3	402,09	1,20	1,4	675,51
2	667,99	1,20	1,4	1122,21
1	933,88	1,20	1,4	1568,92

14.3 Momentos iniciais (viga – pilar)

Este pilar será considerado submetido a força normal, e os momentos fletores em função da ligação com as vigas não serão considerados.

O lance escolhido para o dimensionamento será o lance 2, localizado entre os níveis do tipo 1 e tipo 2.

14.4 Esforços solicitantes iniciais

$$N_d = 1122,21 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = 0$$

$$M_{1d,y} = 0$$

14.5 Momentos mínimos

$$M_{1,d} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

$$M_{1,xd} = 1122,21 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,15) = 21,88 \text{ kN.m} = 2188 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,yd} = 1122,21 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,40) = 30,30 \text{ kN.m} = 3030 \text{ kN.cm}$$

14.6 Esforços de Primeira ordem a considerar

$$N_d = 1122,21 \text{ kN}$$

$$M_{1,xd} = 21,88 \text{ kN.m} = 2188 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1,yd} = 30,30 \text{ kN.m} = 3030 \text{ kN.cm}$$

14.7 Comprimento equivalente

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Eixo x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (2,88 - 0,50) + 0,15 = 2,53 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 2,53 \text{ m}$$

Eixo y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (2,88 - 0,55) + 0,40 = 2,73 \text{ m} \\ l = 2,88 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 2,73 \text{ m}$$

14.8 Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,53}{0,15} = 58,36$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,73}{0,40} = 23,61$$

14.9 Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \rightarrow 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

$$e_1 = \frac{M_{1,d}}{N_d}$$

Eixo x:

$$\alpha_{bx} = 0,60 + 0,40 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) = 1,0$$

$$e_{1,x} = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{2188}{1122,21} = 1,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25+12,5 \cdot \left(\frac{1,95}{15}\right)}{1,0} = 26,62 \rightarrow 35$$

Como $\lambda_x = 58,36 > 35 = \lambda_{1,x}$, será necessário considerar os efeitos de segunda ordem.

Eixo y:

Como $\lambda_y = 23,61 < 35$ não será necessário considerar os efeitos de segunda ordem neste eixo.

14.10 Esforços de Segunda ordem

Cálculo na seção do meio do eixo x.

$$M_{2d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

Força normal adimensional:

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1122,21}{15 \cdot 40 \cdot \frac{3,0}{1,4}} = 0,87$$

$$v_d + 0,5 = 0,873 + 0,5 = 1,37 \geq 1,0 \rightarrow 0k$$

Curvatura na direção x:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)} = \frac{0,005}{0,15 \cdot (0,87+0,5)} = 0,024$$

Momento de 2ª ordem na direção x:

$$M_{2,x,d} = 21,88 + 1122,21 \cdot \frac{2,53^2}{10} \cdot 0,024 = 39,32 \text{ kN.m} = 3932 \text{ kN.cm}$$

14.11 Situações de cálculo

Seção na extremidade:

$$\begin{cases} N_d = 1122,21 \text{ kN} \\ M_{1,xd} = 21,88 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_d = 1122,21 \text{ kN} \\ M_{1,yd} = 30,30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 1122,21 \text{ kN} \\ M_{2,xd} = 39,22 \text{ kN.m} \end{cases}$$

14.12 Dimensionamento da armadura longitudinal

Estimativa de d' :

$$\text{Supondo: } \begin{cases} \phi_l = 16 \text{ mm} \\ \phi_t = 5,0 \text{ mm} \end{cases}$$

E sabendo que o cobrimento é de 3,0 cm.

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 3,0 + 0,5 + \frac{1,6}{2} = 4,3 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,3}{15,0} = 0,28$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,3}{40,0} = 0,107$$

Coefficientes para utilizar os ábacos:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1122,21}{(0,15 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right)} = 0,87$$

• Seção extremidade:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{21,88}{(0,15 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,15} = 0,113$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{30,30}{(0,15 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,40} = 0,059$$

Do ábaco 6B (LIBÂNIO, 2009):

$$\omega = 0,4.$$

• Seção intermediária:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{2,xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{39,22}{(0,15 \cdot 0,40) \cdot \left(\frac{30 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,15} = 0,204$$

Do ábaco 6B (LIBÂNIO, 2009):

$$\omega = 0,67.$$

14.13 Detalhamento da armadura longitudinal

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,67 \cdot \frac{(40 \cdot 15) \cdot \left(\frac{30}{1,4}\right)}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 19,81 \text{ cm}^2$$

• Armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_{\text{seção}}$$

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{1122,21}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 3,87 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot (15 \cdot 40) = 2,40 \text{ cm}^2$$

Logo a área de armadura adotada será a calculada.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{19,81}{2,011} = 9,85 = 10 \text{ barras}$$

A princípio será utilizado o detalhamento com 10Ø 16 mm.

• Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b = 2 \cdot 15 = 30 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Como a seção possui 40 cm na maior dimensão, descontando o valor do cobrimento e estribos, o espaçamento entre as barras fica no valor de 8,25 cm. Portanto a condição está satisfeita.

• Comprimento de ancoragem para as emendas por traspasse:

Tensão de aderência da ancoragem:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$\eta_3 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 53,37 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} \geq l_{b,\min}$$

Onde:

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,6.l_b = 0,6.53,37 = 32,02 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15.\phi = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0.53,37 \cdot \frac{19,81}{20,11} = 52,59 \text{ cm}$$

Comprimento de traspasse:

$$l_{0c} = l_{b,\text{nec}}$$

Arredondando a favor da segurança, será adotado 53 cm.

14.14 Detalhamento da armadura transversal

Diâmetro dos estribos:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_1 = \frac{16}{4} = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Serão adotados estribos de 5 mm de diâmetro.

Espaçamento dos estribos:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 15 \text{ cm} \\ 12.\phi_1 = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento adotado entre os estribos será de 15 cm.

Quantidade de estribos:

$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{288}{15} + 1 = 20,2 = 21 \text{ estribos.}$$

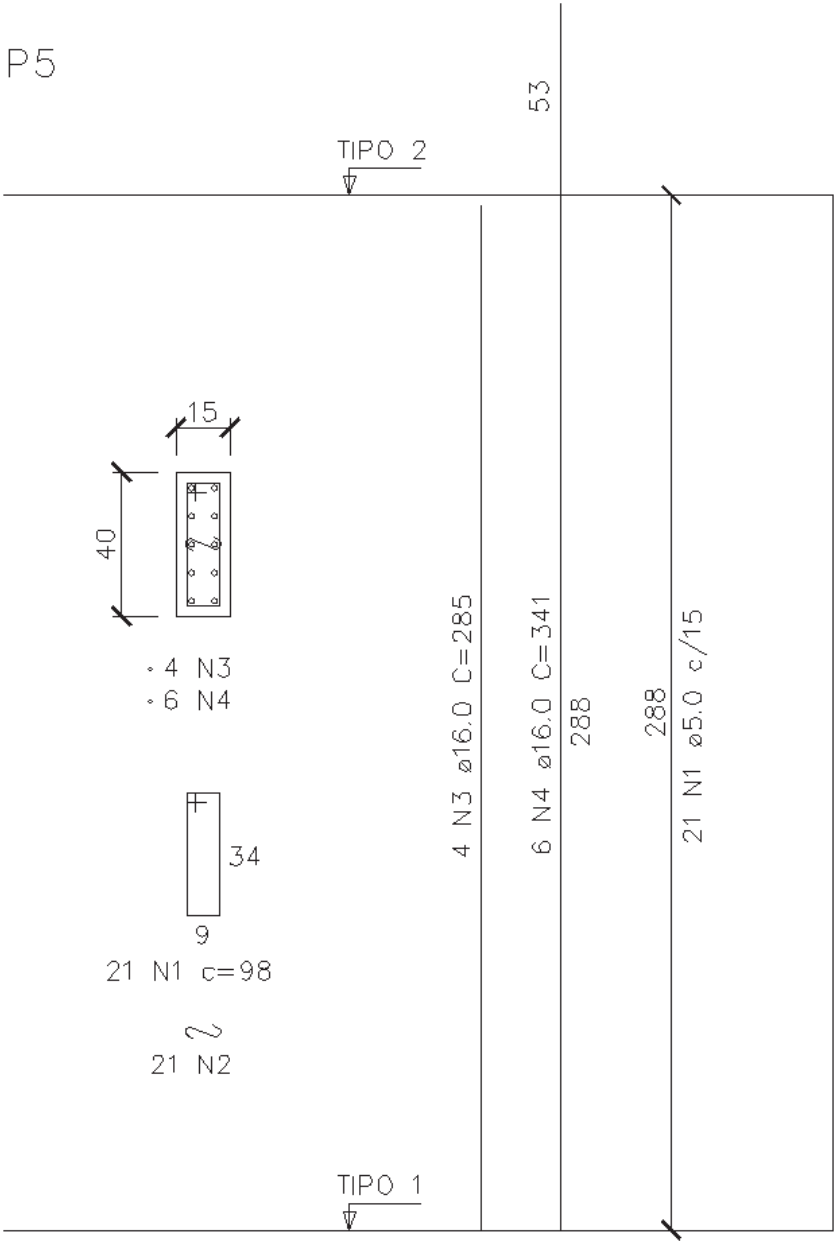
Estribos suplementares:

Será necessário coloca-los nas barras centrais, devido a sua distância até os cantos da armadura.

No detalhamento a seguir, é demonstrado que 6 barras sobem, pois conforme calculado para o pavimento acima com as planilhas, somente estas são necessárias, portanto as demais 4 barras morrem neste pavimento.

14.15 Detalhamento final

Figura 68 - Detalhamento Pilar P2



15 FUNDAÇÕES

Em projetos, costuma-se admitir simplificadaamente a separação da estrutura em super e infraestrutura, onde as ações na infraestrutura são adotadas como as reações da superestrutura.

Quanto aos tipos de fundações, estes podem ser resumidos em dois grandes grupos:

Superficiais: Que são conhecidas como fundações diretas, as quais transmitem as cargas da superestrutura ao terreno pelas pressões que se distribuem sob a base da fundação. São exemplos os blocos e as sapatas em concreto armado.

Profundas: Neste tipo, a carga é transmitida ao terreno através da resistência de ponta de sua base, e através do atrito lateral. Exemplos deste tipo de fundação são as estacas e tubulões.

Na escolha do tipo de fundação, levam-se em conta diversos fatores, como:

- Natureza e características do subsolo no local da obra (definidas através de sondagens);
- A disposição, grandeza e natureza das cargas da superestrutura;
- Conhecimento dos tipos de fundações existentes no mercado, bem como suas possíveis limitações;
- Fundações utilizadas em edifícios vizinhos.

Para este trabalho, optou-se pelo uso de fundação superficial, com sapatas.

15.1 Sapatas em Concreto Armado

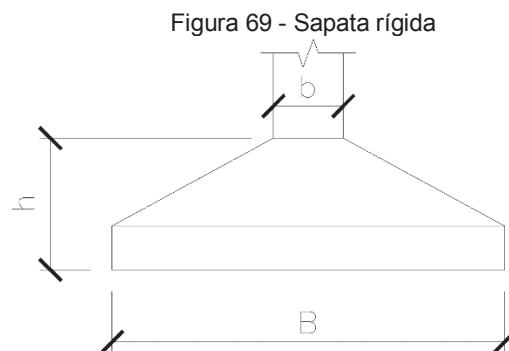
As sapatas apresentam geometria semelhante aos blocos de concreto simples, porém como possuem armadura para resistir aos esforços de tração, podem ter altura menor.

A distribuição uniforme de pressões no solo depende da rigidez da sapata, e esta é função da altura. Para serem consideradas como rígidas de acordo com a NBR 6118:2007 a sua altura deve ser $h \geq \frac{B-b}{3}$. Satisfazendo esta condição, admite-se pressão uniforme no solo. Onde:

$h \rightarrow$ Altura da sapata;

$B \rightarrow$ Dimensão da sapata em certa direção;

$b \rightarrow$ Dimensão do pilar na mesma direção.



Fonte: Adaptado de SPERNAU, 2013

As sapatas podem ser: contínuas (sapatas corridas), destinadas ao apoio de paredes ou muros e que possuem cargas lineares; ou isoladas, que servem de apoio para pilares (cargas pontuais), e que serão adotadas neste projeto.

15.2 Dimensões da Sapata

Serão utilizadas sapatas retangulares para este projeto, onde a reação do solo é distribuída uniformemente em toda a área da base. Para modelo de cálculo admite-se que a área da base seja formada por elementos trapezoidais, engastados nas faces do pilar, comportando-se cada qual independentemente um do outro.

A sapata deve ter área suficiente para garantir pressões no solo inferiores ao limite p_{adm} . Considera-se que o peso próprio da sapata (G) equivale a 5% do valor da carga proveniente do pilar (P).

$$A = \frac{P+G}{p_{adm}} = \frac{1,05.P}{p_{adm}}$$

$$A = B_x \cdot B_y$$

Para se obter abas iguais, $B_x - b_x = B_y - b_y$, teremos:

$$B_x = \frac{-(b_y - b_x) + \sqrt{(b_y - b_x)^2 + 4.A}}{2} \quad B_y = \frac{A}{B_x}$$

15.3 Cálculo dos Esforços

Os esforços máximos são obtidos pelo momento de cada elemento trapezoidal sob a ação da pressão p , como sendo o produto da resultante R_x ou R_y das pressões pela distância x ou y entre o centro geométrico de cada trapézio até as faces do pilar.

$$M_x = \frac{P}{24 \cdot B_x \cdot B_y} \cdot (B_x - b_x)^2 \cdot (2 \cdot B_y + b_y)$$

$$M_y = \frac{P}{24 \cdot B_x \cdot B_y} \cdot (B_y - b_y)^2 \cdot (2 \cdot B_x + b_x)$$

15.4 Dimensionamento da Armadura

O dimensionamento da seção retangular a flexão simples, segue o estabelecido no item 17.3.5.1 da NBR 6119:2007. Para auxiliar usam-se tabelas.

Dimensionamento na direção x :

$$A_{sx} = \frac{k_s \cdot M_{xd}}{d_x} \geq A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot B_y \cdot h$$

Onde:

$k_s \rightarrow$ Coeficiente tabelado em função de k_c ;

$$k_c = \frac{b_y \cdot d_x^2}{M_{xd}}$$

$$M_{xd} = \gamma_f \cdot M_x \geq M_{d,\text{mín}} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,\text{sup}}$$

$$W_0 = \frac{B \cdot h^2}{6}$$

$$f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Dimensionamento na direção y :

$$A_{sy} = \frac{k_s \cdot M_{yd}}{d_y} \geq A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot B_x \cdot h$$

Onde:

$k_s \rightarrow$ Coeficiente tabelado em função de k_c ;

$$k_c = \frac{b_x \cdot d_y^2}{M_{yd}}$$

$$M_{yd} = \gamma_f \cdot M_y \geq M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,\sup}$$

$$W_0 = \frac{B \cdot h^2}{6}$$

$$f_{ctk,\sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

15.5 Verificação a Tensão Cisalhante

A verificação à punção, pelo fato de se tratar de sapata rígida, consiste em avaliar a solitação por compressão diagonal, através da inequação $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$, conforme item 19.5.3.1 da ABNT NBR 6118:2007.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu_0 \cdot d}$$

Onde:

$$F_{sd} = \gamma_f \cdot P$$

$$\mu_0 = 2 \cdot (b_x + b_y)$$

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2}$$

A tensão resistente de compressão diagonal:

$$\tau_{Rd2} = 1,2 \cdot 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

Onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

16 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

16.1 Considerações iniciais

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento da sapata S5, localizada sob o pilar P5, que é o mais carregado de todos.

O pilar transfere uma carga de 933,8 kN, e será considerado que o nível do lençol freático está bem abaixo da cota de arrasamento. Para efeito de cálculo, será considerado que a sapata será assentada sobre um solo arenoso cuja pressão admissível é de 0,25 MPa.

16.2 Dimensões da Sapata

$$A = \frac{1,05.P}{p_{adm}} = \frac{1,05.0,9338}{0,25} = 3,92 \text{ m}^2$$

O pilar apoiado sobre a sapata possui dimensões de 15x40 cm, então temos:

$$B_x = \frac{-(b_y - b_x) + \sqrt{(b_y - b_x)^2 + 4.A}}{2}$$

$$B_x = \frac{-(0,4 - 0,15) + \sqrt{(0,4 - 0,15)^2 + 4.3,92}}{2} = 1,859 \text{ m}$$

$$B_y = \frac{A}{B_x} = \frac{3,92}{1,859} = 2,109 \text{ m}$$

Serão adotadas dimensões de:

$$B_x = 1,90 \text{ m}$$

$$B_y = 2,15 \text{ m}$$

Para se obter uma sapata rígida, a altura adotada deve ser:

$$h \geq \frac{B_x - b_x}{3} = \frac{1,90 - 0,15}{3} = 0,58 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{B_y - b_y}{3} = \frac{2,15 - 0,40}{3} = 0,58 \text{ m}$$

Será adotada altura de 60 cm.

16.3 Cálculo dos Esforços

Momento na direção x:

$$M_x = \frac{P}{24 \cdot B_x \cdot B_y} \cdot (B_x - b_x)^2 \cdot (2 \cdot B_y + b_y)$$

$$M_x = \frac{933,8}{24 \cdot 1,90 \cdot 2,15} \cdot (1,90 - 0,15)^2 \cdot (2 \cdot 2,15 + 0,40) = 137,11 \text{ kN.m}$$

Momento na direção y:

$$M_y = \frac{P}{24 \cdot B_x \cdot B_y} \cdot (B_y - b_y)^2 \cdot (2 \cdot B_x + b_x)$$

$$M_y = \frac{933,8}{24 \cdot 1,90 \cdot 2,15} \cdot (2,15 - 0,40)^2 \cdot (2 \cdot 1,90 + 0,15) = 115,23 \text{ kN.m}$$

16.4 Dimensionamento da Armadura

Supondo o uso de barras de 12,5 mm, e com cobrimento de 4,0 cm.

Estimativa de d:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 60 - 4,0 - 1,25 - \frac{1,25}{2} = 54,125 \text{ cm}$$

Dimensionamento da Armadura na direção x:

$$M_{xd} = \gamma_f \cdot M_x = 1,4 \cdot 137,11 = 191,95 \text{ kN.m}$$

$$W_0 = \frac{B_y \cdot h^2}{6} = \frac{2,15 \cdot 0,6^2}{6} = 0,129 \text{ m}^3$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 3,76 \text{ MPa}$$

$$M_{xd,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} = 0,8 \cdot 0,129 \cdot 3,76 = 0,38803 \text{ MN.m} = 388,03 \text{ kN.m}$$

Como o momento mínimo é maior, este será adotado para o dimensionamento.

$$k_c = \frac{b_y \cdot d^2}{M_{xd}} = \frac{40 \cdot 54,125^2}{38803} = 2,96$$

$$k_s = 0,0257$$

$$A_{sx} = \frac{k_s \cdot M_{xd}}{d} = \frac{0,0257 \cdot 38803}{54,125} = 18,38 \text{ cm}^2$$

Área de aço mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot B_y \cdot h = 0,00173 \cdot 215 \cdot 60 = 22,32 \text{ cm}^2$$

De acordo com o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2007, em elementos superdimensionados pode ser utilizada armadura menor que a mínima, com o valor obtido a partir de um momento fletor igual ao dobro de M_d .

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{2 \cdot M_d} = \frac{40 \cdot 54,125^2}{2 \cdot 19195} = 3,052$$

$$k_s=0,0255$$

$$A_{sx} = \frac{k_s \cdot 2 \cdot M_{xd}}{d} = \frac{0,0255 \cdot 2 \cdot 19195}{54,125} = 18,09 \text{ cm}^2$$

Portanto esta armadura será adotada.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{18,09}{1,227} = 14,74 = 15 \text{ barras}$$

Dimensionamento da Armadura na direção y:

$$M_{yd} = \gamma_f \cdot M_y = 1,4 \cdot 115,23 = 161,32 \text{ kN.m}$$

$$W_0 = \frac{B_x \cdot h^2}{6} = \frac{1,90 \cdot 0,6^2}{6} = 0,114 \text{ m}^3$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 3,76 \text{ MPa}$$

$$M_{xd,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} = 0,8 \cdot 0,129 \cdot 3,76 = 0,34341 \text{ MN.m} = 343,41 \text{ kN.m}$$

Como o momento mínimo é maior, este será adotado para o dimensionamento.

$$k_c = \frac{b_y \cdot d^2}{M_{xd}} = \frac{15 \cdot 54,125^2}{34341} = 1,28$$

$$k_s=0,0307$$

$$A_{sy} = \frac{k_s \cdot M_{yd}}{d} = \frac{0,0307 \cdot 34341}{54,125} = 19,48 \text{ cm}^2$$

Área de aço mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot B_x \cdot h = 0,00173 \cdot 190 \cdot 60 = 19,72 \text{ cm}^2$$

Também de acordo com o mesmo item da Norma, podemos fazer a consideração de tentar usar armadura menor que a mínima.

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{2 \cdot M_d} = \frac{15 \cdot 54,125^2}{2 \cdot 16132} = 1,362$$

$$k_s=0,0307$$

$$A_{sy} = \frac{k_s \cdot 2 \cdot M_{yd}}{d} = \frac{0,0307 \cdot 2 \cdot 16132}{54,125} = 18,30 \text{ cm}^2$$

Portanto esta armadura será adotada.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{18,30}{1,227} = 14,91 = 15 \text{ barras}$$

16.5 Detalhamento da Armadura

No detalhamento devem ser avaliados os ganchos obrigatórios nas suas extremidades. Como as barras são nervuradas, os ganchos podem ser em ângulo reto, com ponta reta mínima de 8ϕ e diâmetro do pino de dobramento de 5ϕ , para aço CA-50 de bitola inferior a 20,0 mm, conforme item 9.4.2.3 da NBR 6118:2007.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$\eta_3 = 1,0$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{1,15 \cdot 3,26} = 41,70 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Com:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 41,70 = 12,5 \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \end{cases}$$

$\alpha = 0,7 \rightarrow$ Barras com gancho

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 41,70 \cdot \frac{18,09}{18,41} = 28,68$$

Entretanto, nas extremidades das barras, junto aos bordos da sapata, os momentos fletores são nulos, e, portanto a solicitação destes sobre as armadura tendem a zero. Com isso, pode-se utilizar o comprimento de ancoragem mínimo de 12,5 cm.

16.6 Verificação a tensão cisalhante

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

$$\tau_{Rd2} = 1,2 \cdot 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{Rd2} = 1,2 \cdot 0,27 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot \frac{30}{1,4} = 6,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu_0 \cdot d}$$

$$\mu_0 = 2 \cdot (b_x + b_y) = 2 \cdot (0,15 + 0,4) = 1,10 \text{ m}$$

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2} = \frac{(0,54125 + 0,41625)}{2} = 0,47875 \text{ m}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4.933,88}{1,10.0,47875} = 2,48 \text{ MPa}$$

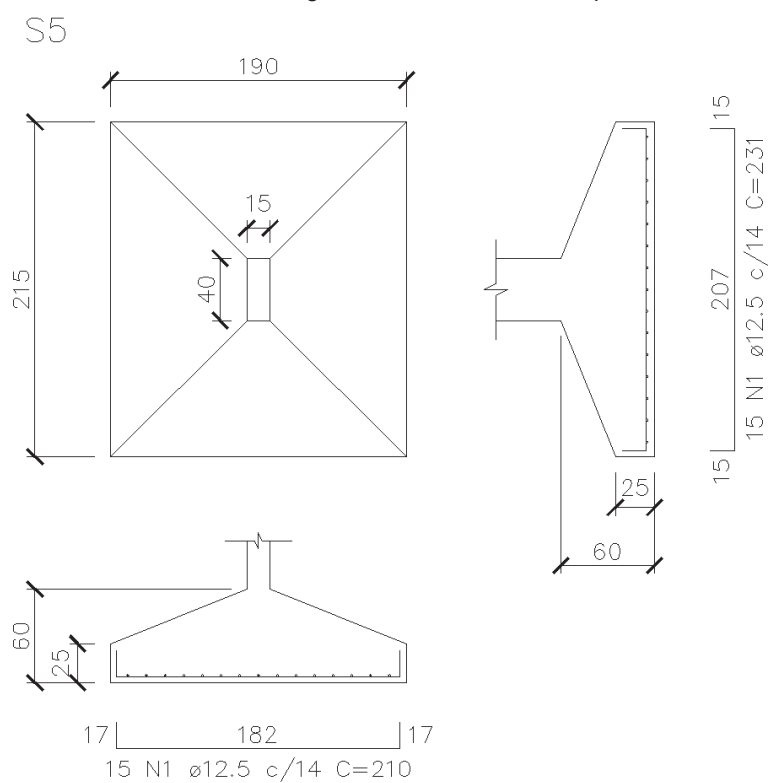
Como:

$$\tau_{sd} < \tau_{Rd2} \rightarrow \text{Ok}$$

A tensão resistente da compressão diagonal é maior que a tensão cisalhante, e a verificação é satisfeita.

16.7 Detalhamento final

Figura 70 - Detalhamento Sapata S5



17 CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho correspondeu às expectativas iniciais, onde o conteúdo adquirido ao longo da graduação pode ser desenvolvido de maneira prática, resultando em uma compreensão muito mais ampla sobre o assunto. Também foi necessário buscar informações adicionais, como por exemplo no cálculo da escada.

Através das pesquisas a respeito do conteúdo, constatou-se que existe um grande número de bibliografias sobre o assunto, e pode-se notar que a área da engenharia estrutural é muito mais ampla do que se imaginava, com extrema complexidade. Por isso, acredita-se que para seguir na área estrutural, o estudo deve ser muito mais extenso, pois o que é visto na graduação é apenas uma introdução a uma enormidade de assuntos que existem na área.

Com o dimensionamento manual dos elementos, ao longo do trabalho foi se adquirindo uma melhor percepção do funcionamento de uma estrutura e alguma sensibilidade dos resultados obtidos. Pode-se notar que a experiência realmente é um grande diferencial, principalmente na etapa inicial, durante a concepção estrutural, onde é necessário imaginar como a estrutura vai funcionar, como os carregamentos vão atuar e se distribuir ao longo dela, para se tomar as melhores decisões possíveis.

Percebeu-se durante o trabalho, que o lançamento poderia ter sido muito melhor, visto que o carregamento ficou mal distribuído, concentrado em poucos elementos, onde os demais ficaram superdimensionados. Muitos elementos acabaram possuindo armaduras mínimas por exemplo. Porém, o retorno ao processo inicial seria inviável, devido ao grande trabalho que o processo manual demanda.

Conforme a observação acima, foi visto o quão trabalhoso foi o processo de dimensionamento e detalhamento manual, e é nítido o quanto os softwares são uma ferramenta extremamente valiosa. Todo o trabalho que foi desenvolvido ao longo de meses, com o auxílio de um software este processo seria muito mais rápido e prático.

Acredita-se que a experiência de passar por todo o processo manual pelo menos algumas vezes antes de avançar com os programas computacionais é mais do que válida, é necessária. Somente com todo este processo, existe a oportunidade de passar por todas as etapas do projeto, encontrar os problemas que venham a

existir e estudá-los, passando a entender em que o software nos auxilia, os resultados que ele nos fornece, e desenvolvendo sensibilidade e análise crítica pra ter uma compreensão da qualidade dos resultados obtidos. Com seu uso, se torna muito mais prático e simples resolver um resultado mal obtido, visto que refazer um projeto em um programa é bem mais viável do que manualmente.

Por fim, conclui-se que o resultado de todo este trabalho foi satisfatório, apesar de extremamente trabalhoso, todo o processo foi de extrema importância, e serve como uma introdução a quem pretende seguir na área. A experiência é algo fundamental e a busca a novos conhecimentos deve ser algo contínuo.

18 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118:2007**. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980**. São Paulo, SP, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681:2003**. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2010.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

LORIGGIO, Daniel D. **Estruturas de Concreto Armado I**. Florianópolis, SC, 2010. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

PADARATZ, Ivo J. **Estruturas de Concreto Armado II**. Florianópolis, SC, 2012. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

MARCELINO, Narbal A. **Estruturas de Concreto Armado III**. Florianópolis, SC, 2013. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

PINTO, Roberto Caldas de A. **Estruturas de Concreto Armado II**. Florianópolis, SC, 2012. Apostila. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

SPERNAU, Wilson. **Estruturas de Fundações**. Florianópolis, SC, 2013. Apostila. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 1,2,3,4. Editora Dunas, Rio Grande, RS, 2010.

GIONGO, José S. **Projeto de Pilares de Acordo com a NBR 6118: 2003**. Apostila. São Carlos, SP, 2008.

BASTOS, Paulo S. dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru, 2011. Notas de aula – 2117 – Universidade Estadual Paulista – UNESP.

FTOOL: Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas. MARTHA, Luiz Fernando. PUC – RIO, Rio de Janeiro, 2012.

APENDICES:**Apêndice A –**

Tabelas Utilizadas Dimensionamento das Lajes do Pavimento Tipo

PRÉ-DIMENSIONAMENTO													
Lajes	l _{ox} (cm)	l _{oy} (cm)	l _x /45 (2 Dir.)	l _x /40 (1 Dir.)	h adotado (cm)	t ₁ =t ₂ (cm)	t ₁ /2=t ₂ /2 (cm)	0,3.h (cm)	a ₁ =a ₂ (cm)	l _x (cm)	l _y (cm)	λ=l _y /l _x	Tipo
L1	253	423	5,62	-	7	12	6	2,1	2,1	257	427	1,66	BI
L2	253	423	5,62	-	7	12	6	2,1	2,1	257	427	1,66	BI
L3	258	423	5,73	-	7	12	6	2,1	2,1	262	427	1,63	BI
L4	258	423	5,73	-	7	12	6	2,1	2,1	262	427	1,63	BI
L5	410,5	655,5	9,12	-	9	12	6	2,7	2,7	416	661	1,59	BI
L6	410,5	655,5	9,12	-	9	12	6	2,7	2,7	416	661	1,59	BI
L7	253,5	519,5	-	6,34	7	12	6	2,1	2,1	258	524	2,03	UNI
L8	410,5	655,5	9,12	-	9	12	6	2,7	2,7	416	661	1,59	BI
L9	410,5	655,5	9,12	-	9	12	6	2,7	2,7	416	661	1,59	BI
L10	258	423	5,73	-	7	12	6	2,1	2,1	262	427	1,63	BI
L11	258	423	5,73	-	7	12	6	2,1	2,1	262	427	1,63	BI
L12	253	423	5,62	-	7	12	6	2,1	2,1	257	427	1,66	BI
L13	253	423	5,62	-	7	12	6	2,1	2,1	257	427	1,66	BI

CARGAS								
Lajes	Cômodo	Peso Próprio	Contra-piso	Reboco	Piso	Alvenaria	Permanente	Acidental
		g _{pp} (kN/m²)	g _{cp} (kN/m²)	g _{reb} (kN/m²)	g _{cer} (kN/m²)	g _{par} (kN/m²)	g (kN/m²)	q (kN/m²)
L1	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	0	2,94	1,5
L2	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	0	2,94	1,5
L3	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	1,68	4,62	1,5
L4	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	1,68	4,62	1,5
L5	Sala/Coz./Serv./BWC	2,25	0,63	0,38	0,18	1,42	4,86	2,0
L6	Sala/Coz./Serv./BWC	2,25	0,63	0,38	0,18	1,42	4,86	2,0
L7	Hall	1,75	0,63	0,38	0,18	0	2,94	2,0
L8	Sala/Coz./Serv./BWC	2,25	0,63	0,38	0,18	1,42	4,86	2,0
L9	Sala/Coz./Serv./BWC	2,25	0,63	0,38	0,18	1,42	4,86	2,0
L10	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	1,68	4,62	1,5
L11	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	1,68	4,62	1,5
L12	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	0	2,94	1,5
L13	Dormitório	1,75	0,63	0,38	0,18	0	2,94	1,5

COMBINAÇÕES							
Lajes	h (cm)	Perm.	Acid.	ELS-QP	ELS-F	ELS-R	ELU
		g (kN/m²)	q (kN/m²)	p (kN/m²)	p (kN/m²)	p (kN/m²)	p (kN/m²)
L1	7	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22
L2	7	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22
L3	7	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57
L4	7	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57
L5	9	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60
L6	9	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60
L7	7	2,94	2	3,54	3,74	4,94	6,92
L8	9	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60
L9	9	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60
L10	7	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57
L11	7	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57
L12	7	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22
L13	7	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO																						
Lajes	Lx	Ly	λ	Armação	Caso	Coeficientes				ELS-QP	Momentos de Serviço				Momento de Fissuração							Verificação
						μx	μy	μ'x	μ'y	p (kN/m²)	Mx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	M'x (kN.m/m)	M'y (kN.m/m)	α	h (cm)	fct (kN/cm²)	Ic (cm4)	yt (cm)	MR (kN.cm)	MR (kN.m)	
L1	257	427	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	3,39	1,16	0,50	2,51	1,83	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L2	257	427	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	3,39	1,16	0,50	2,51	1,83	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L3	262	427	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	5,07	1,37	0,48	2,85	1,97	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L4	262	427	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	5,07	1,37	0,48	2,85	1,97	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L5	416	661	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0,0	5,46	5,63	1,86	10,88	0,00	1,5	9	0,29	6075,00	4,5	586,5	5,865	Fissura
L6	416	661	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0,0	5,46	5,63	1,86	10,88	0,00	1,5	9	0,29	6075,00	4,5	586,5	5,865	Fissura
L7	258	524	2,03	UNI	Bi-Eng.	-	-	-	-	3,54	0,98	-	1,96	-	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L8	416	661	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0,0	5,46	5,63	1,86	10,88	0,00	1,5	9	0,29	6075,00	4,5	586,5	5,865	Fissura
L9	416	661	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0,0	5,46	5,63	1,86	10,88	0,00	1,5	9	0,29	6075,00	4,5	586,5	5,865	Fissura
L10	262	427	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	5,07	1,37	0,48	2,85	1,97	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L11	262	427	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	5,07	1,37	0,48	2,85	1,97	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L12	257	427	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	3,39	1,16	0,50	2,51	1,83	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura
L13	257	427	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	3,39	1,16	0,50	2,51	1,83	1,5	7	0,29	2858,33	3,5	354,8	3,548	Não fissura

ELS - FLECHAS									
Lajes	Caso	α	Carga Total				Carga Acid.		Verif.
			f_0 (cm)	αf	f_{tot} (cm)	f_{adm} (cm)	f_{tot} (cm)	f_{adm} (cm)	
L1	4	4,79	0,079	1,395	0,19	1,03	0,035	0,735	OK
L2	4	4,79	0,079	1,395	0,19	1,03	0,035	0,735	OK
L3	8	2,82	0,076	1,395	0,18	1,05	0,022	0,749	OK
L4	8	2,82	0,076	1,395	0,18	1,05	0,022	0,749	OK
L5	3	5,07	0,436	1,395	1,04	1,66	0,160	1,188	OK
L6	3	5,07	0,436	1,395	1,04	1,66	0,160	1,188	OK
L7	Bi-Eng.		0,055	1,395	0,13	1,03	0,031	0,736	OK
L8	3	5,07	0,436	1,395	1,04	1,66	0,160	1,188	OK
L9	3	5,07	0,436	1,395	1,04	1,66	0,160	1,188	OK
L10	8	2,82	0,076	1,395	0,18	1,05	0,022	0,749	OK
L11	8	2,82	0,076	1,395	0,18	1,05	0,022	0,749	OK
L12	4	4,79	0,079	1,395	0,19	1,03	0,035	0,735	OK
L13	4	4,79	0,079	1,395	0,19	1,03	0,035	0,735	OK

ELU - MOMENTOS DE SERVIÇO													
Lajes	λ	Tipo	Caso	Coeficientes				ELU		Momentos de Serviço			
				μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	p (kN/m ²)	I_x (m)	M_x (kN.m/m)	M_y (kN.m/m)	M'_x (kN.m/m)	M'_y (kN.m/m)
L1	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	6,22	2,57	2,13	0,91	4,60	3,35
L2	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	6,22	2,57	2,13	0,91	4,60	3,35
L3	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	8,57	2,62	2,31	0,82	4,82	3,32
L4	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	8,57	2,62	2,31	0,82	4,82	3,32
L5	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0	9,60	4,16	9,90	3,27	19,14	0,00
L6	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0	9,60	4,16	9,90	3,27	19,14	0,00
L7	2,03	UNI	Bi-Eng.	-	-	-	-	6,92	2,58	1,91	-	3,83	-
L8	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0	9,60	4,16	9,90	3,27	19,14	0,00
L9	1,59	BI	3	5,96	1,97	11,52	0	9,60	4,16	9,90	3,27	19,14	0,00
L10	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	8,57	2,62	2,31	0,82	4,82	3,32
L11	1,63	BI	8	3,92	1,39	8,18	5,64	8,57	2,62	2,31	0,82	4,82	3,32
L12	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	6,22	2,57	2,13	0,91	4,60	3,35
L13	1,66	BI	4	5,18	2,22	11,19	8,14	6,22	2,57	2,13	0,91	4,60	3,35

COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS							
Lajes	Momento 1		Momento 2		Compatibilização		
	Laje A	Momento (kN.m/m)	Laje B	Momento (kN.m/m)	$(M_1+M_2)/2$	0,8.M	M Compat. (kN.m/m)
L1-L2	L1	3,35	L2	3,35	3,35	2,68	3,35
L1-L3	L1	4,60	L3	4,82	4,71	3,85	4,71
L2-L4	L2	4,60	L4	4,82	4,71	3,85	4,71
L3-L4	L3	3,32	L4	3,32	3,32	2,66	3,32
L3-L5	L3	4,82	L5	0,00	2,41	3,85	3,85
L4-L6	L4	4,82	L6	0,00	2,41	3,85	3,85
L5-L6	L5	19,14	L6	19,14	19,14	15,31	19,14
L5-L7	L5	0,0	L7	3,83	1,91	3,06	3,06
L6-L7	L6	0,0	L7	3,83	1,91	3,06	3,06
L7-L8	L7	3,83	L8	0,0	1,91	3,06	3,06
L7-L9	L7	3,83	L9	0,0	1,91	3,06	3,06
L8-L9	L8	19,14	L9	19,14	19,14	15,31	19,14
L8-L10	L8	0,00	L10	4,82	2,41	3,85	3,85
L9-L11	L9	0,00	L11	4,82	2,41	3,85	3,85
L10-L11	L10	3,32	L11	3,32	3,32	2,66	3,32
L10-L12	L10	4,82	L12	4,60	4,71	3,85	4,71
L11-L13	L11	4,82	L13	4,60	4,71	3,85	4,71
L12-L13	L12	3,35	L13	3,35	3,35	2,68	3,35

CORREÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS EM X = Mx									
Lajes	Vão	M. Pos. Inicial	M. Neg. Inicial A	M. Neg. Comp. A	M. Neg. Inicial B	M. Neg. Comp. B	M. Positivo Corrigido	Verif.	M. Positivo Final
L1 (L1-L3)	Extremo	2,13	4,60	4,71	0	0	2,08	Não	2,13
L2 (L2-L4)	Extremo	2,13	4,60	4,71	0	0	2,08	Não	2,13
L3 (L1-L3,L3-L5)	Intermed.	2,31	4,82	4,71	4,82	3,85	2,85	Corrige	2,85
L4 (L2-L4,L4-L6)	Intermed.	2,31	4,82	4,71	4,82	3,85	2,85	Corrige	2,85
L5 (L5-L6)	Extremo	9,90	19,14	19,14	0	0	9,90	Não	9,90
L6 (L5-L6)	Extremo	9,90	19,14	19,14	0	0	9,90	Não	9,90
L7(L6-L7,L7-L9)	Intermed.	1,91	3,83	3,06	3,83	3,06	2,68	Corrige	2,68
L8 (L8-L9)	Extremo	9,90	19,14	19,14	0	0	9,90	Não	9,90
L9(L8-L9)	Extremo	9,90	19,14	19,14	0	0	9,90	Não	9,90
L10(L8-L10,L10-L12)	Intermed.	2,31	4,82	3,85	4,82	4,71	2,85	Corrige	2,85
L11(L9-L11,L11-L13)	Intermed.	2,31	4,82	3,85	4,82	4,71	2,85	Corrige	2,85
L12 (L10-L12)	Extremo	2,13	4,60	4,71	0	0	2,08	Não	2,13
L13 (L11-L13)	Extremo	2,13	4,60	4,71	0	0	2,08	Não	2,13

CORREÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS EM Y = My									
Lajes	Vão	M. Pos. Inicial	M. Neg. Inicial A	M. Neg. Comp. A	M. Neg. Inicial B	M. Neg. Comp. B	M. Positivo Corrigido	Verif.	M. Positivo Final
L1 (L1-L2)	Extremo	0,91	3,35	3,35	0	0	0,91	Não	0,91
L2 (L1-L2)	Extremo	0,91	3,35	3,35	0	0	0,91	Não	0,91
L3 (L3-L4)	Extremo	0,82	3,32	3,32	0	0	0,82	Não	0,82
L4 (L3-L4)	Extremo	0,82	3,32	3,32	0	0	0,82	Não	0,82
L5(L3-L5)	Extremo	3,27	0,00	3,85	0	0	1,35	Não	3,27
L6(L4-L6,L6-L7)	Intermed.	3,27	0,00	3,85	0	3,06	-0,19	Não	3,27
L7	Extremo	0	0	0	0	0	0,0	Não	0,00
L8(L8-L10)	Extremo	3,27	0,00	3,85	0	0	1,35	Não	3,27
L9(L7-L9,L9-L11)	Intermed.	3,27	0	3,06	0,00	3,85	-0,19	Não	3,27
L10(L10-L11)	Extremo	0,82	3,32	3,32	0	0	0,82	Não	0,82
L11(L10-L11)	Extremo	0,82	3,32	3,32	0	0	0,82	Não	0,82
L12 (L12-L13)	Extremo	0,91	3,35	3,35	0	0	0,91	Não	0,91
L13 (L12-L13)	Extremo	0,91	3,35	3,35	0	0	0,91	Não	0,91

RESUMO Momento Positivo Corrigido		
Lajes	Mx (kN.m/m)	My (kN.m/m)
L1	2,13	0,91
L2	2,13	0,91
L3	2,85	0,82
L4	2,85	0,82
L5	9,90	3,27
L6	9,90	3,27
L7	2,68	0,00
L8	9,90	3,27
L9	9,90	3,27
L10	2,85	0,82
L11	2,85	0,82
L12	2,13	0,91
L13	2,13	0,91

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA EM X (Menor vão)

Lajes	Mx (kN.cm/m)	h (cm)	Φ (mm)	d (cm)	fcd (kN/cm²)	x (cm)	x/d	Domínio	f _{yd} (kN/cm²)	As (cm²/m)	As, min (cm²/m)	Verif.	As, adotada (cm²/m)
L1	213	7	6,3	4,2	2,143	0,36	0,086	Domínio 2	43,48	1,21	0,81	OK	1,21
L2	213	7	6,3	4,2	2,143	0,36	0,086	Domínio 2	43,48	1,21	0,81	OK	1,21
L3	285	7	6,3	4,2	2,143	0,49	0,117	Domínio 2	43,48	1,64	0,81	OK	1,64
L4	285	7	6,3	4,2	2,143	0,49	0,117	Domínio 2	43,48	1,64	0,81	OK	1,64
L5	990	9	8	6,1	2,143	1,21	0,198	Domínio 2	43,48	4,05	1,04	OK	4,05
L6	990	9	8	6,1	2,143	1,21	0,198	Domínio 2	43,48	4,05	1,04	OK	4,05
L7	268	7	6,3	4,2	2,143	0,46	0,110	Domínio 2	43,48	1,54	1,21	OK	1,54
L8	990	9	8	6,1	2,143	1,21	0,198	Domínio 2	43,48	4,05	1,04	OK	4,05
L9	990	9	8	6,1	2,143	1,21	0,198	Domínio 2	43,48	4,05	1,04	OK	4,05
L10	285	7	6,3	4,2	2,143	0,49	0,117	Domínio 2	43,48	1,64	0,81	OK	1,64
L11	285	7	6,3	4,2	2,143	0,49	0,117	Domínio 2	43,48	1,64	0,81	OK	1,64
L12	213	7	6,3	4,2	2,143	0,36	0,086	Domínio 2	43,48	1,21	0,81	OK	1,21
L13	213	7	6,3	4,2	2,143	0,36	0,086	Domínio 2	43,48	1,21	0,81	OK	1,21

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA EM Y (Maior vão)

Lajes	My (kN.cm/m)	h (cm)	Φ (mm)	d (cm)	fcd (kN/cm²)	x (cm)	x/d	Domínio	f _{yd} (kN/cm²)	As (cm²/m)	As, min (cm²/m)	Verif.	As, adotada (cm²/m)
L1	91	7	6,3	3,56	2,143	0,18	0,051	Domínio 2	43,48	0,60	0,81	As,min	0,81
L2	91	7	6,3	3,56	2,143	0,18	0,051	Domínio 2	43,48	0,60	0,81	As,min	0,81
L3	82	7	6,3	3,56	2,143	0,16	0,045	Domínio 2	43,48	0,54	0,81	As,min	0,81
L4	82	7	6,3	3,56	2,143	0,16	0,045	Domínio 2	43,48	0,54	0,81	As,min	0,81
L5	327	9	6,3	5,39	2,143	0,43	0,080	Domínio 2	43,48	1,44	1,04	OK	1,44
L6	327	9	6,3	5,39	2,143	0,43	0,080	Domínio 2	43,48	1,44	1,04	OK	1,44
L7	0	7	6,3	LAJE UNIDIRECIONAL									0,90
L8	327	9	6,3	5,39	2,143	0,43	0,080	Domínio 2	43,48	1,44	1,04	OK	1,44
L9	327	9	6,3	5,39	2,143	0,43	0,080	Domínio 2	43,48	1,44	1,04	OK	1,44
L10	82	7	6,3	3,56	2,143	0,16	0,045	Domínio 2	43,48	0,54	0,81	As,min	0,81
L11	82	7	6,3	3,56	2,143	0,16	0,045	Domínio 2	43,48	0,54	0,81	As,min	0,81
L12	91	7	6,3	3,56	2,143	0,18	0,051	Domínio 2	43,48	0,60	0,81	As,min	0,81
L13	91	7	6,3	3,56	2,143	0,18	0,051	Domínio 2	43,48	0,60	0,81	As,min	0,81

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Lajes	Md (kN.cm/m)	hmin (cm)	Φ (mm)	d (cm)	fcd (kN/cm ²)	x (cm)	x/d	Domínio	f _{yd} (kN/cm ²)	As (cm ² /m)	As, min (cm ² /m)	Verif.	As, adotada (cm ² /m)
L1-L2	335	7	6,3	5,2	2,143	0,46	0,089	Domínio 2	43,48	1,54	1,21	OK	1,54
L1-L3	471	7	6,3	5,2	2,143	0,66	0,127	Domínio 2	43,48	2,20	1,21	OK	2,20
L2-L4	471	7	6,3	5,2	2,143	0,66	0,127	Domínio 2	43,48	2,20	1,21	OK	2,20
L3-L4	332	7	6,3	5,2	2,143	0,46	0,088	Domínio 2	43,48	1,53	1,21	OK	1,53
L3-L5	385	7	6,3	5,2	2,143	0,53	0,103	Domínio 2	43,48	1,78	1,21	OK	1,78
L4-L6	385	7	6,3	5,2	2,143	0,53	0,103	Domínio 2	43,48	1,78	1,21	OK	1,78
L5-L6	1914	9	10	7,0	2,143	2,14	0,305	Domínio 3	43,48	7,16	1,56	OK	7,16
L5-L7	306	7	6,3	5,2	2,143	0,42	0,081	Domínio 2	43,48	1,40	1,21	OK	1,40
L6-L7	306	7	6,3	5,2	2,143	0,42	0,081	Domínio 2	43,48	1,40	1,21	OK	1,40
L7-L8	306	7	6,3	5,2	2,143	0,42	0,081	Domínio 2	43,48	1,40	1,21	OK	1,40
L7-L9	306	7	6,3	5,2	2,143	0,42	0,081	Domínio 2	43,48	1,40	1,21	OK	1,40
L8-L9	1914	9	10	7,0	2,143	2,14	0,305	Domínio 3	43,48	7,16	1,56	OK	7,16
L8-L10	385	7	6,3	5,2	2,143	0,53	0,103	Domínio 2	43,48	1,78	1,21	OK	1,78
L9-L11	385	7	6,3	5,2	2,143	0,53	0,103	Domínio 2	43,48	1,78	1,21	OK	1,78
L10-L11	332	7	6,3	5,2	2,143	0,46	0,088	Domínio 2	43,48	1,53	1,21	OK	1,53
L10-L12	471	7	6,3	5,2	2,143	0,66	0,127	Domínio 2	43,48	2,20	1,21	OK	2,20
L11-L13	471	7	6,3	5,2	2,143	0,66	0,127	Domínio 2	43,48	2,20	1,21	OK	2,20
L12-L13	335	7	6,3	5,2	2,143	0,46	0,089	Domínio 2	43,48	1,54	1,21	OK	1,54

DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA EM X

Lajes	As, adotada (cm ² /m)	Φ (mm)	As, uni (cm ² /m)	n (barras/m)	s (cm)	s máx (cm)	s adotado (cm)	Q (barras)	Ancor.	Compr. (cm)
L1	1,21	6,3	0,312	3,89	25	14	14	30	7	267
L2	1,21	6,3	0,312	3,89	25	14	14	30	7	267
L3	1,64	6,3	0,312	5,26	19	14	14	30	7	272
L4	1,64	6,3	0,312	5,26	19	14	14	30	7	272
L5	4,05	8	0,503	8,07	12	18	12	54	8	427
L6	4,05	8	0,503	8,07	12	18	12	54	8	427
L7	1,54	6,3	0,312	4,94	20	14	14	37	7	268
L8	4,05	8	0,503	8,07	12	18	12	54	8	427
L9	4,05	8	0,503	8,07	12	18	12	54	8	427
L10	1,64	6,3	0,312	5,26	19	14	14	30	7	272
L11	1,64	6,3	0,312	5,26	19	14	14	30	7	272
L12	1,21	6,3	0,312	3,89	25	14	14	30	7	267
L13	1,21	6,3	0,312	3,89	25	14	14	30	7	267

DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA EM Y										
Lajes	As, adotada (cm ² /m)	Φ (mm)	As, uni (cm ² /m)	n (barras/m)	s (cm)	s máx (cm)	s adotado (cm)	Q (barras)	Ancor.	Compr. (cm)
L1	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L2	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L3	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L4	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L5	1,44	6,3	0,312	4,63	21	18	18	22	7	670
L6	1,44	6,3	0,312	4,63	21	18	18	22	7	670
L7	0,90	6,3	0,312	2,89	34	33	33	7	7	534
L8	1,44	6,3	0,312	4,63	21	18	18	22	7	670
L9	1,44	6,3	0,312	4,63	21	18	18	22	7	670
L10	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L11	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L12	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437
L13	0,81	6,3	0,312	2,60	38	14	14	18	7	437

REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES														VERIFICAÇÃO	
Lajes	Caso	Lx (m)	Ly (m)	λ	p (kN/m²)	Coeficientes				Reações					
						kx	ky	k'x	k'y	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	R'x (kN/m)	R'y (kN/m)	Carga total laje	Vigas
L1	4	2,57	4,27	1,66	4,44	2,56	1,83	4,43	3,17	2,92	2,09	5,06	3,62	48,78	48,79
L2	4	2,57	4,27	1,66	4,44	2,56	1,83	4,43	3,17	2,92	2,09	5,06	3,62	48,78	48,79
L3	8	2,62	4,27	1,63	6,12	0,00	1,44	3,79	2,50	0,00	2,31	6,08	4,01	68,55	68,54
L4	8	2,62	4,27	1,63	6,12	0,00	1,44	3,79	2,50	0,00	2,31	6,08	4,01	68,55	68,54
L5	3	4,16	6,61	1,59	6,86	2,82	1,83	4,88	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00	188,56	188,62
L6	3	4,16	6,61	1,59	6,86	2,82	1,83	4,88	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00	188,56	188,62
L7	6 (Bi-Eng.)	2,58	5,24	2,03	4,94	0,00	1,44	5,00	0,00	0,00	1,84	5,47	0,00	66,78	66,82
L8	3	4,16	6,61	1,59	6,86	2,82	1,83	4,88	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00	188,56	188,62
L9	3	4,16	6,61	1,59	6,86	2,82	1,83	4,88	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00	188,56	188,62
L10	8	2,62	4,27	1,63	6,12	0,00	1,44	3,79	2,50	0,00	2,31	6,08	4,01	68,55	68,54
L11	8	2,62	4,27	1,63	6,12	0,00	1,44	3,79	2,50	0,00	2,31	6,08	4,01	68,55	68,54
L12	4	2,57	4,27	1,66	4,44	2,56	1,83	4,43	3,17	2,92	2,09	5,06	3,62	48,78	48,79
L13	4	2,57	4,27	1,66	4,44	2,56	1,83	4,43	3,17	2,92	2,09	5,06	3,62	48,78	48,79

VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO											
Lajes	Vs (kN)	Vsd (kN)	τRd	k	ρ1	VRd1	Vsd< VRd1	αv1	fcd	VRd2	Vsd< VRd2
L1	5,06	7,08	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L2	5,06	7,08	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L3	6,08	8,51	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L4	6,08	8,51	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L5	13,92	19,49	362	1,539	0,0074	50,86	OK	0,5	21430	294,13	OK
L6	13,92	19,49	362	1,539	0,0074	50,86	OK	0,5	21430	294,13	OK
L7	5,47	7,66	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L8	13,92	19,49	362	1,539	0,0074	50,86	OK	0,5	21430	294,13	OK
L9	13,92	19,49	362	1,539	0,0074	50,86	OK	0,5	21430	294,13	OK
L10	6,08	8,51	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L11	6,08	8,51	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L12	5,06	7,08	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK
L13	5,06	7,08	362	1,558	0,0060	33,95	OK	0,5	21430	201,79	OK

Apêndice B –

Tabelas Utilizadas Dimensionamento das Vigas do Pavimento Tipo

REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES SEM AS COMBINAÇÕES														
Lajes							Reação - g				Reação - q			
	Perm.	Acid.	ELS-QP	ELS-F	ELS-R	ELU	Reações (kN/m)				Reações (kN/m)			
	g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	p (kN/m ²)	p (kN/m ²)	p (kN/m ²)	p (kN/m ²)	R _x (kN/m)	R _y (kN/m)	R' _x (kN/m)	R' _y (kN/m)	R _x (kN/m)	R _y (kN/m)	R' _x (kN/m)	R' _y (kN/m)
L1	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22
L2	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22
L3	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L4	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L5	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00
L6	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00
L7	2,94	2	3,54	3,74	4,94	6,92	0,00	1,09	3,79	0,00	0,00	0,74	2,58	0,00
L8	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00
L9	4,86	2	5,46	5,66	6,86	9,60	5,70	3,70	9,86	0,00	2,35	1,52	4,06	0,00
L10	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L11	4,62	1,5	5,07	5,22	6,12	8,57	0,00	1,74	4,59	3,03	0,00	0,57	1,49	0,98
L12	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22
L13	2,94	1,5	3,39	3,54	4,44	6,22	1,94	1,38	3,35	2,40	0,99	0,71	1,71	1,22

REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES COM AS COMBINAÇÕES																
	ELU				ELS-QP				ELS-F				ELS-R			
Lajes	Reações (kN/m)				Reações (kN/m)				Reações (kN/m)				Reações (kN/m)			
	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	R'x (kN/m)	R'y (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	R'x (kN/m)	R'y (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	R'x (kN/m)	R'y (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	R'x (kN/m)	R'y (kN/m)
L1	4,09	2,93	7,08	5,07	2,23	1,60	3,86	2,76	2,33	1,67	4,03	2,89	2,92	2,09	5,06	3,62
L2	4,09	2,93	7,08	5,07	2,23	1,60	3,86	2,76	2,33	1,67	4,03	2,89	2,92	2,09	5,06	3,62
L3	0,00	3,24	8,51	5,62	0,00	1,91	5,04	3,32	0,00	1,97	5,19	3,42	0,00	2,31	6,08	4,01
L4	0,00	3,24	8,51	5,62	0,00	1,91	5,04	3,32	0,00	1,97	5,19	3,42	0,00	2,31	6,08	4,01
L5	11,26	7,31	19,49	0,00	6,40	4,16	11,08	0,00	6,64	4,31	11,49	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00
L6	11,26	7,31	19,49	0,00	6,40	4,16	11,08	0,00	6,64	4,31	11,49	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00
L7	0,00	2,57	8,92	0,00	0,00	1,32	4,57	0,00	0,00	1,39	4,82	0,00	0,00	1,84	6,37	0,00
L8	11,26	7,31	19,49	0,00	6,40	4,16	11,08	0,00	6,64	4,31	11,49	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00
L9	11,26	7,31	19,49	0,00	6,40	4,16	11,08	0,00	6,64	4,31	11,49	0,00	8,05	5,22	13,92	0,00
L10	0,00	3,24	8,51	5,62	0,00	1,91	5,04	3,32	0,00	1,97	5,19	3,42	0,00	2,31	6,08	4,01
L11	0,00	3,24	8,51	5,62	0,00	1,91	5,04	3,32	0,00	1,97	5,19	3,42	0,00	2,31	6,08	4,01
L12	4,09	2,93	7,08	5,07	2,23	1,60	3,86	2,76	2,33	1,67	4,03	2,89	2,92	2,09	5,06	3,62
L13	4,09	2,93	7,08	5,07	2,23	1,60	3,86	2,76	2,33	1,67	4,03	2,89	2,92	2,09	5,06	3,62

CARREGAMENTO DAS VIGAS																
		Peso Próprio Viga				Carga das paredes nas Vigas				Reações das Lajes		Escada		Carga Total		
Vigas	Tramo	b (m)	h (m)	γ conc. (kN/m ³)	gpp (kN/m)	esp. (m)	h (m)	γ par. (kN/m ³)	gpar. (kN/m)	g (kN/m)	q (kN/m)	g (kN/m)	q (kN/m)	g (kN/m)	q (kN/m)	p (kN/m)
V1	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,94	0,99			9,86	0,99	10,85
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,94	0,99			9,86	0,99	10,85
V2	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,94	3,20			15,87	3,20	19,07
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,94	3,20			15,87	3,20	19,07
V3	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	8,29	3,01			16,22	3,01	19,23
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	8,29	3,01			16,22	3,01	19,23
V4	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	3,70	1,52			11,62	1,52	13,15
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,49	4,10			15,42	4,10	19,52
	c	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,49	4,10			15,42	4,10	19,52
V5	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	3,70	1,52			11,62	1,52	13,15
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,49	4,10			15,42	4,10	19,52
	c	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,49	4,10			15,42	4,10	19,52
V6	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	8,29	3,01			16,22	3,01	19,23
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	8,29	3,01			16,22	3,01	19,23
V7	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,94	3,20			15,87	3,20	19,07
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	7,94	3,20			15,87	3,20	19,07
V8	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,94	0,99			9,86	0,99	10,85
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,94	0,99			9,86	0,99	10,85
V9	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,38	0,71			9,31	0,71	10,02
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,74	0,57			9,67	0,57	10,24
V10	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,74	0,57			9,67	0,57	10,24
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,38	0,71			9,31	0,71	10,02
V11	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	5,70	2,35			13,63	2,35	15,97
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	0,94	18	2,54	0	0			4,04	0,00	4,04
	c	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	5,70	2,35			13,63	2,35	15,97
V12	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	0	18	0,00	1,09	0,74	11,5	4,3	14,09	5,04	19,14
V13	a	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	4,79	2,45			13,15	2,45	15,59
	b	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	6,06	1,97			14,41	1,97	16,38
	c	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	19,73	8,12			28,08	8,12	36,20
V14	a	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	19,73	8,12			28,08	8,12	20,00
	b	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	6,06	1,97			14,41	1,97	16,38
	c	0,15	0,55	25	2,06	0,15	2,33	18	6,29	4,79	2,45			13,15	2,45	15,59
V15	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	5,70	2,35			13,63	2,35	15,97
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,09	0,74			9,02	0,74	9,76
	c	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	5,70	2,35			13,63	2,35	15,97
V16	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,38	0,71			9,31	0,71	10,02
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,74	0,57			9,67	0,57	10,24
V17	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,74	0,57			9,67	0,57	10,24
	b	0,12	0,50	25	1,5	0,15	2,38	18	6,43	1,38	0,71			9,31	0,71	10,02
VE	a	0,12	0,50	25	1,5	0,15	0,94	18	2,54	0	0	9,4	4,3	13,44	4,30	17,74

COMBINAÇÕES DO CARREGAMENTO							
Vigas	Tramo	Perm.	Acid.	ELS-QP	ELS-F	ELS-R	ELU
		g (kN/m)	q (kN/m)	p (kN/m)	p (kN/m)	p (kN/m)	p (kN/m)
V1	a	9,86	0,99	10,16	10,26	10,85	15,19
	b	9,86	0,99	10,16	10,26	10,85	15,19
V2	a	15,87	3,20	16,83	17,15	19,07	26,69
	b	15,87	3,20	16,83	17,15	19,07	26,69
V3	a	16,22	3,01	17,12	17,42	19,23	26,92
	b	16,22	3,01	17,12	17,42	19,23	26,92
V4	a	11,62	1,52	12,08	12,23	13,15	18,41
	b	15,42	4,10	16,65	17,06	19,52	27,33
	c	15,42	4,10	16,65	17,06	19,52	27,33
V5	a	11,62	1,52	12,08	12,23	13,15	18,41
	b	15,42	4,10	16,65	17,06	19,52	27,33
	c	15,42	4,10	16,65	17,06	19,52	27,33
V6	a	16,22	3,01	17,12	17,42	19,23	26,92
	b	16,22	3,01	17,12	17,42	19,23	26,92
V7	a	15,87	3,20	16,83	17,15	19,07	26,69
	b	15,87	3,20	16,83	17,15	19,07	26,69
V8	a	9,86	0,99	10,16	10,26	10,85	15,19
	b	9,86	0,99	10,16	10,26	10,85	15,19
V9	a	9,31	0,71	9,52	9,59	10,02	14,02
	b	9,67	0,57	9,84	9,90	10,24	14,33
V10	a	9,67	0,57	9,84	9,90	10,24	14,33
	b	9,31	0,71	9,52	9,59	10,02	14,02
V11	a	13,63	2,35	14,33	14,56	15,97	22,36
	b	4,04	0,00	4,04	4,04	4,04	5,65
	c	13,63	2,35	14,33	14,56	15,97	22,36
V12	a	14,09	5,04	15,61	16,11	19,14	26,79
V13	a	13,15	2,45	13,88	14,13	15,59	21,83
	b	14,41	1,97	15,00	15,20	16,38	22,93
	c	28,08	8,12	30,52	31,33	36,20	50,68
V14	a	28,08	8,12	30,52	31,33	36,20	50,68
	b	14,41	1,97	15,00	15,20	16,38	22,93
	c	13,15	2,45	13,88	14,13	15,59	21,83
V15	a	13,63	2,35	14,33	14,56	15,97	22,36
	b	9,02	0,74	9,24	9,32	9,76	13,67
	c	13,63	2,35	14,33	14,56	15,97	22,36
V16	a	9,31	0,71	9,52	9,59	10,02	14,02
	b	9,67	0,57	9,84	9,90	10,24	14,33
V17	a	9,67	0,57	9,84	9,90	10,24	14,33
	b	9,31	0,71	9,52	9,59	10,02	14,02
VE	a	13,44	4,30	14,73	15,16	17,74	24,83

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA DO VÃO

Vigas	Vão	L ef (m)	M máx+ (kN.m)	M máx+ (kN.cm)	h (cm)	b (cm)	Cobr. (cm)	Φ_t (mm)	Φ_l (mm)	d est. (cm)	fcd (kN/cm ²)	f _{yd} (kN/cm ²)	x (cm)	x/d	Domínio	As (cm ²)	As,mín (cm ²)	Verif.	As,adot (cm ²)
V1	1	4,21	13,2	1320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
	2	4,21	13,2	1320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
V2	1	4,43	36,8	3680	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	4,77	0,104	Domínio 2	1,92	1,04	OK	1,92
	2	4,43	36,8	3680	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	4,77	0,104	Domínio 2	1,92	1,04	OK	1,92
V3	1	4,21	23,3	2330	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
	2	4,21	23,3	2330	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
V4	1	4,085	23,2	2320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,96	0,064	Domínio 2	1,19	1,04	OK	1,19
	2	4,085	21,1	2110	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,69	0,058	Domínio 2	1,08	1,04	OK	1,08
V5	1	4,085	23,2	2320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,96	0,064	Domínio 2	1,19	1,04	OK	1,19
	2	4,085	21,1	2110	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,69	0,058	Domínio 2	1,08	1,04	OK	1,08
V6	1	4,21	23,3	2330	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
	2	4,21	23,3	2330	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
V7	1	4,43	36,8	3680	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	4,77	0,104	Domínio 2	1,92	1,04	OK	1,92
	2	4,43	36,8	3680	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	4,77	0,104	Domínio 2	1,92	1,04	OK	1,92
V8	1	4,21	13,2	1320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
	2	4,21	13,2	1320	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
V9	Único	5,35	74,4	7440	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,14	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
V10	Único	5,35	74,4	7440	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,14	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
V11	1	6,675	74,8	7480	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,21	0,222	Domínio 2	4,10	1,04	OK	4,10
	2	2,7	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	3	6,675	74,8	7480	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,21	0,222	Domínio 2	4,10	1,04	OK	4,10
V12	Único	2,7	24,4	2440	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,12	0,068	Domínio 2	1,25	1,04	OK	1,25
V13	1	5,35	121,6	12160	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	12,05	0,236	Domínio 2	6,06	1,43	OK	6,06
	2	6,535	104,6	10460	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	10,20	0,200	Domínio 2	5,13	1,43	OK	5,13

V14	1	6,535	104,6	10460	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	10,20	0,200	Domínio 2	5,13	1,43	OK	5,13
	2	5,35	121,6	12160	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	12,05	0,236	Domínio 2	6,06	1,43	OK	6,06
V15	1	6,675	74,2	7420	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,11	0,220	Domínio 2	4,07	1,04	OK	4,07
	2	2,7	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	3	6,675	74,2	7420	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,11	0,220	Domínio 2	4,07	1,04	OK	4,07
V16	Único	5,35	74,4	7440	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,14	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
V17	Único	5,35	74,4	7440	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,14	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
VE	Único	2,7	19,5	1950	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,48	0,054	Domínio 2	1,00	1,04	As,mín	1,04

		DETALHAMENTO INICIAL DA ARMADURA POSITIVA																		
Vigas	Vão	Φl (mm)	As,uni (cm²)	N° barras	As,ef (cm²)	N° bar. /cam.	eh (cm)	Camadas	SA	Yc.g.	DeltaCG	Verif.	dreal (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	As (cm²)	As,mín (cm²)	Verif.	As,adot (cm²)
V1	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
V2	1	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,79	0,104	Domínio 2	1,93	1,04	OK	1,93
	2	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,79	0,104	Domínio 2	1,93	1,04	OK	1,93
V3	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
V4	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,96	0,064	Domínio 2	1,19	1,04	OK	1,19
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,69	0,058	Domínio 2	1,08	1,04	OK	1,08
V5	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,96	0,064	Domínio 2	1,19	1,04	OK	1,19
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,69	0,058	Domínio 2	1,08	1,04	OK	1,08
V6	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,97	0,065	Domínio 2	1,20	1,04	OK	1,20
V7	1	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,79	0,104	Domínio 2	1,93	1,04	OK	1,93

	2	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,79	0,104	Domínio 2	1,93	1,04	OK	1,93
V8	1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	1,67	0,036	Domínio 2	0,67	1,04	As,mín	1,04
V9	Único	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,64	0,240	Domínio 2	4,28	1,04	OK	4,28
V10	Único	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,64	0,240	Domínio 2	4,28	1,04	OK	4,28
V11	1	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,70	0,242	Domínio 2	4,30	1,04	OK	4,30
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	3	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,70	0,242	Domínio 2	4,30	1,04	OK	4,30
V12	Único	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,12	0,068	Domínio 2	1,25	1,04	OK	1,25
V13	1	12,5	1,23	6	7,36	3	2,125	2	42,34	5,75	2,25	OK	49,25	12,58	0,255	Domínio 2	6,33	1,43	OK	6,33
	2	12,5	1,23	5	6,14	3	2,125	2	33,29	5,43	1,93	OK	49,58	10,55	0,213	Domínio 2	5,30	1,43	OK	5,30
V14	1	12,5	1,23	5	6,14	3	2,125	2	33,29	5,43	1,93	OK	49,58	10,55	0,213	Domínio 2	5,30	1,43	OK	5,30
	2	12,5	1,23	6	7,36	3	2,125	2	42,34	5,75	2,25	OK	49,25	12,58	0,255	Domínio 2	6,33	1,43	OK	6,33
V15	1	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	20,25	4,13	0,63	OK	45,88	10,15	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
	2	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	3	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	20,25	4,13	0,63	OK	45,88	10,15	0,221	Domínio 2	4,08	1,04	OK	4,08
V16	Único	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	20,25	4,13	0,63	OK	45,88	10,18	0,222	Domínio 2	4,09	1,04	OK	4,09
V17	Único	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	20,25	4,13	0,63	OK	45,88	10,18	0,222	Domínio 2	4,09	1,04	OK	4,09
VE	Único	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,48	0,054	Domínio 2	1,00	1,04	As,mín	1,04

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA																		
Vigas	Apoio	M máx- (kN.m)	M máx- (kN.cm)	h (cm)	b (cm)	Cobr. (cm)	Φt (mm)	Φl (mm)	d est. (cm)	fcd (kN/cm ²)	fyd (kN/cm ²)	x (cm)	x/d	Domínio	As (cm ²)	As,mín (cm ²)	Verif.	As,adot (cm ²)
1	P1	19,3	1930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
	P2	31,0	3100	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,99	0,087	Domínio 2	1,61	1,04	OK	1,61
	P3	19,3	1930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
2	V10	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V14	65,5	6550	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	8,82	0,192	Domínio 2	3,55	1,04	OK	3,55
	V17	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
3	P4	28,1	2810	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
	P5	45,1	4510	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	5,91	0,128	Domínio 2	2,38	1,04	OK	2,38
	P6	28,1	2810	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
4	P7	25,9	2590	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P8	49,3	4930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	6,50	0,141	Domínio 2	2,61	1,04	OK	2,61
	P9	25,1	2510	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,21	0,070	Domínio 2	1,29	1,04	OK	1,29
5	P10	25,9	2590	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P11	49,3	4930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	6,50	0,141	Domínio 2	2,61	1,04	OK	2,61
	P12	25,1	2510	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,21	0,070	Domínio 2	1,29	1,04	OK	1,29
6	P13	28,1	2810	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
	P14	45,1	4510	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	5,91	0,128	Domínio 2	2,38	1,04	OK	2,38
	P15	28,1	2810	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
7	V9	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V13	65,5	6550	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	8,82	0,192	Domínio 2	3,55	1,04	OK	3,55
	V16	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
8	P16	19,3	1930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
	P17	31,0	3100	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,99	0,087	Domínio 2	1,61	1,04	OK	1,61
	P18	19,3	1930	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04

9	P16	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P13	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
10	P4	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P1	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
11	P13	25,9	2590	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P10	76,5	7650	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,46	0,227	Domínio 2	4,21	1,04	OK	4,21
	P7	76,5	7650	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,46	0,227	Domínio 2	4,21	1,04	OK	4,21
	P4	25,9	2590	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
12	V5	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V4	0	0	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
13	P17	21,0	2100	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	1,91	0,038	Domínio 2	0,96	1,43	As,mín	1,43
	P14	167,3	16730	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	17,38	0,341	Domínio 3	8,74	1,43	OK	8,74
	P11	135,6	13560	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	13,62	0,267	Domínio 3	6,85	1,43	OK	6,85
14	P8	135,6	13560	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	13,62	0,267	Domínio 3	6,85	1,43	OK	6,85
	P5	167,3	16730	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	17,38	0,341	Domínio 3	8,74	1,43	OK	8,74
	P2	21,0	2100	55	15	3	5	10	51	2,143	43,48	1,91	0,038	Domínio 2	0,96	1,43	As,mín	1,43
15	P15	25,7	2570	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,29	0,072	Domínio 2	1,32	1,04	OK	1,32
	P12	78,2	7820	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,72	0,233	Domínio 2	4,31	1,04	OK	4,31
	P9	78,2	7820	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	10,72	0,233	Domínio 2	4,31	1,04	OK	4,31
	P6	25,7	2570	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	3,29	0,072	Domínio 2	1,32	1,04	OK	1,32
16	P18	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P15	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
17	P6	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P3	18,7	1870	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
VE	P10	3,1	310	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,39	0,008	Domínio 2	0,16	1,04	As,mín	1,04
	P7	3,1	310	50	12	3	5	10	46	2,143	43,48	0,39	0,008	Domínio 2	0,16	1,04	As,mín	1,04

		DETALHAMENTO INICIAL DA ARMADURA NEGATIVA																		
Vigas	Apoio	Φ (mm)	As,uni (cm ²)	N° barras	As,ef (cm ²)	N° bar. /cam.	eh (cm)	Camadas	SA	Yc.g.	DeltaCG	Verif.	dreal (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	As (cm ²)	As,mín (cm ²)	Verif.	As,adot (cm ²)
1	P1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
	P2	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,00	0,087	Domínio 2	1,61	1,04	OK	1,61
	P3	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
2	V10	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V14	12,5	1,23	3	3,68	2	2,5	2	19,17	5,21	1,71	OK	44,79	9,10	0,203	Domínio 2	3,66	1,04	OK	3,66
	V17	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
3	P4	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
	P5	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	5,93	0,129	Domínio 2	2,38	1,04	OK	2,38
	P6	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
4	P7	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P8	12,5	1,23	3	3,68	2	2,5	2	19,17	5,21	1,71	OK	44,79	6,69	0,149	Domínio 2	2,69	1,04	OK	2,69
	P9	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,21	0,070	Domínio 2	1,29	1,04	OK	1,29
5	P10	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P11	12,5	1,23	3	3,68	2	2,5	2	19,17	5,21	1,71	OK	44,79	6,69	0,149	Domínio 2	2,69	1,04	OK	2,69
	P12	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,21	0,070	Domínio 2	1,29	1,04	OK	1,29
6	P13	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
	P14	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	5,93	0,129	Domínio 2	2,38	1,04	OK	2,38
	P15	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,61	0,078	Domínio 2	1,45	1,04	OK	1,45
7	V9	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V13	12,5	1,23	3	3,68	2	2,5	2	19,17	5,21	1,71	OK	44,79	9,10	0,203	Domínio 2	3,66	1,04	OK	3,66
	V16	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
8	P16	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04
	P17	12,5	1,23	2	2,45	2	2,5	1	10,12	4,13	0,63	OK	45,88	4,00	0,087	Domínio 2	1,61	1,04	OK	1,61
	P18	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,45	0,053	Domínio 2	0,99	1,04	As,mín	1,04

9	P16	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P13	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
10	P4	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P1	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
11	P13	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
	P10	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,98	0,248	Domínio 2	4,41	1,04	OK	4,41
	P7	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	10,98	0,248	Domínio 2	4,41	1,04	OK	4,41
	P4	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,32	0,072	Domínio 2	1,33	1,04	OK	1,33
12	V5	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
	V4	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,00	0,000	Domínio 2	0,00	1,04	As,mín	1,04
13	P17	10	0,79	2	1,57	3	6,5	1	6,28	4,00	0,50	OK	51,00	1,91	0,038	Domínio 2	0,96	1,43	As,mín	1,43
	P14	16	2,01	5	10,05	2	4,8	3	72,18	7,18	3,68	OK	47,82	19,04	0,398	Domínio 3	9,57	1,43	OK	9,57
	P11	12,5	1,23	6	7,36	3	6,125	2	42,34	5,75	2,25	OK	49,25	14,24	0,289	Domínio 3	7,16	1,43	OK	7,16
14	P8	12,5	1,23	6	7,36	3	6,125	2	42,34	5,75	2,25	OK	49,25	14,24	0,289	Domínio 3	7,16	1,43	OK	7,16
	P5	16	2,01	5	10,05	2	4,8	3	72,18	7,18	3,68	OK	47,82	19,04	0,398	Domínio 3	9,57	1,43	OK	9,57
	P2	10	0,79	2	1,57	3	6,5	1	6,28	4,00	0,50	OK	51,00	1,91	0,038	Domínio 2	0,96	1,43	As,mín	1,43
15	P15	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,29	0,072	Domínio 2	1,32	1,04	OK	1,32
	P12	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	11,25	0,254	Domínio 2	4,52	1,04	OK	4,52
	P9	12,5	1,23	4	4,91	2	2,5	2	28,23	5,75	2,25	OK	44,25	11,25	0,254	Domínio 2	4,52	1,04	OK	4,52
	P6	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	3,29	0,072	Domínio 2	1,32	1,04	OK	1,32
16	P18	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P15	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
17	P6	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
	P3	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	2,37	0,052	Domínio 2	0,95	1,04	As,mín	1,04
VE	P10	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,39	0,008	Domínio 2	0,16	1,04	As,mín	1,04
	P7	10	0,79	2	1,57	2	3	1	6,28	4,00	0,50	OK	46,00	0,39	0,008	Domínio 2	0,16	1,04	As,mín	1,04

Vigas	Vão	Esmagamento Biela de Concreto					Res.Conc.	Res. Arm.	DIMENSIONAMENTO DOS ESTRIBOS									DET. DOS ESTRIBOS			
		Vsd máx (kN)	$\alpha v2$	d (m)	VRd2 (kN)	Verif.	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw/s (cm²/m)	Asw,mín /s (cm²/m)	Φt (mm)	Vsd/VRd2	S (asw) (cm)	S (asw,mín) (cm)	Verif.	S adot. (cm)	Asw adot. (cm²/m)	S máx. (cm)	S máx. (cm)	S ef. (cm)	Asw,ef. (cm²/m)
V1	1	41,6	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-6,37	-	1,39	5	0,15	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	2	41,6	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-6,37	-	1,39	5	0,15	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V2	1	73,9	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	25,93	1,44	1,39	5	0,26	27,3	28,2	OK	27,3	1,44	27,6	30	27	1,45
	2	73,9	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	25,93	1,44	1,39	5	0,26	27,3	28,2	OK	27,3	1,44	27,6	30	27	1,45
V3	1	60,7	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	12,73	0,71	1,39	5	0,22	55,5	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	2	60,7	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	12,73	0,71	1,39	5	0,22	55,5	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V4	1	78,4	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	30,43	1,69	1,39	5	0,28	23,2	28,2	OK	23,2	1,69	27,6	30	23	1,71
	2	61,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	13,53	0,75	1,39	5	0,22	52,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V5	1	78,4	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	30,43	1,69	1,39	5	0,28	23,2	28,2	OK	23,2	1,69	27,6	30	23	1,71
	2	61,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	13,53	0,75	1,39	5	0,22	52,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V6	1	60,7	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	12,73	0,71	1,39	5	0,22	55,5	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	2	60,7	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	12,73	0,71	1,39	5	0,22	55,5	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V7	1	73,9	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	25,93	1,44	1,39	5	0,26	27,3	28,2	OK	27,3	1,44	27,6	30	27	1,45
	2	73,9	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	25,93	1,44	1,39	5	0,26	27,3	28,2	OK	27,3	1,44	27,6	30	27	1,45
V8	1	41,6	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-6,37	-	1,39	5	0,15	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	2	41,6	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-6,37	-	1,39	5	0,15	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V9	1	53,8	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	5,83	0,32	1,39	5	0,19	121,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V10	1	53,8	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	5,83	0,32	1,39	5	0,19	121,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V11	1	82,3	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	34,33	1,91	1,39	5	0,29	20,6	28,2	OK	20,6	1,91	27,6	30	20	1,96
	2	7,6	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-40,37	-	1,39	5	0,03	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	3	82,3	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	34,33	1,91	1,39	5	0,29	20,6	28,2	OK	20,6	1,91	27,6	30	20	1,96
V12	1	36,2	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-11,77	-	1,39	5	0,13	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V13	1	142,6	0,88	0,51	389,49	OK	66,47	76,13	3,81	1,74	5	0,37	10,3	22,6	OK	10,3	3,81	30,6	30	10	3,93

	2	174,9	0,88	0,51	389,49	OK	66,47	108,43	5,43	1,74	5	0,45	7,2	22,6	OK	7,2	5,43	30,6	30	7	5,61
V14	1	174,9	0,88	0,51	389,49	OK	66,47	108,43	5,43	1,74	5	0,45	7,2	22,6	OK	7,2	5,43	30,6	30	7	5,61
	2	142,6	0,88	0,51	389,49	OK	66,47	76,13	3,81	1,74	5	0,37	10,3	22,6	OK	10,3	3,81	30,6	30	10	3,93
V15	1	82,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	34,53	1,92	1,39	5	0,29	20,5	28,2	OK	20,5	1,92	27,6	30	20	1,96
	2	18,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-29,47	-	1,39	5	0,07	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
	3	82,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	34,53	1,92	1,39	5	0,29	20,5	28,2	OK	20,5	1,92	27,6	30	20	1,96
V16	1	53,8	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	5,83	0,32	1,39	5	0,19	121,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
V17	1	53,8	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	5,83	0,32	1,39	5	0,19	121,2	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45
VE	1	33,5	0,88	0,46	281,05	OK	47,97	-14,47	-	1,39	5	0,12	-	28,2	Amin	28,2	1,39	27,6	30	27	1,45

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO - ABERTURA DE FISSURAS

Vigas	Vão	M máx+ (kN.m)	fct (kN/cm²)	Ic (m4)	Mr (kN.m)	Verif.	αe	ΦI (mm)	Nº barras	Nº bar. /cam.	Nº cam.	As,uni. (cm²)	As,ef. (cm²)	d (cm)	XII (cm)	σs (Mpa)	N1	Acric (cm²)	pr	w1 (mm)	w2 (mm)	wk lim (mm)	Verif.
V1	1	8,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	8,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V2	1	23,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	2	2	1	1,23	2,45	45,88	10,76	228,34	2,25	81	0,015	0,11	0,15	0,3	OK
	2	23,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	2	2	1	1,23	2,45	45,88	10,76	228,34	2,25	81	0,015	0,11	0,15	0,3	OK
V3	1	15,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	15,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V4	1	14,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	13,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V5	1	14,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	13,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V6	1	15,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	15,1	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V7	1	23,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	2	2	1	1,23	2,45	45,88	10,76	228,34	2,25	81	0,015	0,11	0,15	0,3	OK
	2	23,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	2	2	1	1,23	2,45	45,88	10,76	228,34	2,25	81	0,015	0,11	0,15	0,3	OK
V8	1	8,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	2	8,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V9	1	58,6	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	44,25	14,10	301,83	2,25	81	0,015	0,20	0,20	0,3	OK
V10	1	58,6	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	44,25	14,10	301,83	2,25	81	0,015	0,20	0,20	0,3	OK
V11	1	48,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	44,25	14,10	250,84	2,25	81	0,015	0,14	0,16	0,3	OK
	2	0	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	3	48,7	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	44,25	14,10	250,84	2,25	81	0,015	0,14	0,16	0,3	OK
V12	1	14,7	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
V13	1	78,1	2027,53	0,0021	23,00	Fissura	8,05	12,5	6	3	2	1,23	7,36	49,25	16,17	241,84	2,25	78,5	0,016	0,13	0,15	0,3	OK
	2	62,9	2027,53	0,0021	23,00	Fissura	8,05	12,5	5	3	2	1,23	6,14	49,58	15,08	230,11	2,25	78,5	0,016	0,12	0,15	0,3	OK

V14	1	62,9	2027,53	0,0021	23,00	Fissura	8,05	12,5	5	3	2	1,23	6,14	49,58	15,08	230,11	2,25	78,5	0,016	0,12	0,15	0,3	OK
	2	78,1	2027,53	0,0021	23,00	Fissura	8,05	12,5	6	3	2	1,23	7,36	49,25	16,17	241,84	2,25	78,5	0,016	0,13	0,15	0,3	OK
V15	1	48,3	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	45,88	14,40	239,55	2,25	81	0,015	0,13	0,16	0,3	OK
	2	0	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
	3	48,3	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	45,88	14,40	239,55	2,25	81	0,015	0,13	0,16	0,3	OK
V16	1	58,6	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	45,88	14,40	290,64	2,25	81	0,015	0,19	0,19	0,3	OK
V17	1	58,6	2027,53	0,0013	15,21	Fissura	8,05	12,5	4	2	2	1,23	4,91	45,88	14,40	290,64	2,25	81	0,015	0,19	0,19	0,3	OK
VE	1	11,9	2027,53	0,0013	15,21	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OK

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO - DEFORMAÇÕES																					
Vigas	Vão	M máx+ (kN.m)	α	fct (kN/cm²)	h (m)	b (m)	Ic (m4)	Mr (kN.m)	Verif.	αe	As,ef. (cm²)	d (cm)	XII (cm)	III (cm4)	III (m4)	Ieq (m4)	heq (m)	fo (mm)	ftot (mm)	fadm (mm)	Verif,
V1	1	8,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,37	0,89	16,84	OK
	2	8,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,37	0,89	16,84	OK
V2	1	23,2	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	2,45	45,88	10,76	29359,50	0,000293595	0,00108	0,48	1,22	2,92	17,72	OK
	2	23,3	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	2,45	45,88	10,76	29359,50	0,000293595	0,00107	0,47	1,22	2,92	17,72	OK
V3	1	14,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,63	1,51	16,84	OK
	2	14,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,63	1,51	16,84	OK
V4	1	14,6	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,65	1,56	16,34	OK
	2	12,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,5	1,20	16,34	OK
V5	1	14,6	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,65	1,56	16,34	OK
	2	12,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,5	1,20	16,34	OK
V6	1	14,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,63	1,51	16,84	OK
	2	14,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,63	1,51	16,84	OK
V7	1	23,2	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	2,45	45,88	10,76	29359,50	0,000293595	0,00108	0,48	1,22	2,92	17,72	OK
	2	23,3	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	2,45	45,88	10,76	29359,50	0,000293595	0,00107	0,47	1,22	2,92	17,72	OK

V8	1	8,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,37	0,89	16,84	OK
	2	8,8	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,37	0,89	16,84	OK
V9	Único	57,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	44,25	14,10	47153,82	0,000471538	0,00051	0,37	8,3	19,88	21,4	OK
V10	Único	57,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	44,25	14,10	47153,82	0,000471538	0,00051	0,37	8,3	19,88	21,4	OK
V11	1	47,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	44,25	14,10	47153,82	0,000471538	0,00054	0,38	10,91	26,13	26,7	OK
	2	0	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	1,74	4,17	10,8	OK
	3	47,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	44,25	14,10	47153,82	0,000471538	0,00054	0,38	10,91	26,13	26,7	OK
V12	Único	14,2	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,33	0,79	10,8	OK
V13	1	76,3	1,5	2896,47	0,55	0,15	0,0021	32,86	Fissura	8,05	7,36	49,25	16,17	86038,62	0,000860386	0,00096	0,42	5,36	12,84	21,4	OK
	2	61,3	1,5	2896,47	0,55	0,15	0,0021	32,86	Fissura	8,05	6,14	49,58	15,08	75954,54	0,000759545	0,00096	0,43	9,65	23,11	26,14	OK
V14	1	61,3	1,5	2896,47	0,55	0,15	0,0021	32,86	Fissura	8,05	6,14	49,58	15,08	75954,54	0,000759545	0,00096	0,43	9,65	23,11	26,14	OK
	2	76,3	1,5	2896,47	0,55	0,15	0,0021	32,86	Fissura	8,05	7,36	49,25	16,17	86038,62	0,000860386	0,00096	0,42	5,36	12,84	21,4	OK
V15	1	47,5	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	45,88	14,40	51113,28	0,000511133	0,00058	0,39	10,46	25,05	26,7	OK
	2	0	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	1,52	3,64	10,8	OK
	3	47,5	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	45,88	14,40	51113,28	0,000511133	0,00058	0,39	10,46	25,05	26,7	OK
V16	Único	57,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	45,88	14,40	51113,28	0,000511133	0,00055	0,38	8,3	19,88	21,4	OK
V17	Único	57,9	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Fissura	8,05	4,91	45,88	14,40	51113,28	0,000511133	0,00055	0,38	8,3	19,88	21,4	OK
VE	Único	11,6	1,5	2896,47	0,5	0,12	0,0013	21,72	Não	-	-	-	-	-	-	-	-	0,29	0,69	10,8	OK

Apêndice C –

Tabelas Utilizadas Dimensionamento Pilares do Pavimento Tipo 1 ao Tipo 2

PILAR	Nd (kN)	b	h	Mx (kN.m)	My (kN.m)	γ_n	γ_f	Mx (kN.m)	My (kN.m)	M1xd,mín (kN.m)	M1yd,mín (kN.m)	M1xd (kN.m)	M1yd (kN.m)
P1	291,94	12	40	6,7	5,7	1,35	1,4	12,66	10,77	5,43	7,88	12,66	10,77
P2	534,81	12	40	9,2	0	1,35	1,4	17,39	0,00	9,95	14,44	17,39	14,44
P3	291,94	12	40	6,7	5,7	1,35	1,4	12,66	10,77	5,43	7,88	12,66	10,77
P4	558,43	12	40	2,5	10	1,35	1,4	4,73	18,90	10,39	15,08	10,39	18,90
P5	1122,21	15	40	0	0	1,20	1,4	0,00	0,00	21,88	30,30	21,88	30,30
P6	558,43	12	40	2,5	10	1,35	1,4	4,73	18,90	10,39	15,08	10,39	18,90
P7	582,08	12	40	0	6	1,35	1,4	0,00	11,34	10,83	15,72	10,83	15,72
P8	854,15	15	40	0	50,9	1,20	1,4	0,00	85,51	16,66	23,06	16,66	85,51
P9	470,17	12	40	0	6	1,35	1,4	0,00	11,34	8,75	12,69	8,75	12,69
P10	582,08	12	40	0	6	1,35	1,4	0,00	11,34	10,83	15,72	10,83	15,72
P11	854,15	15	40	0	50,9	1,20	1,4	0,00	85,51	16,66	23,06	16,66	85,51
P12	470,17	12	40	0	6	1,35	1,4	0,00	11,34	8,75	12,69	8,75	12,69
P13	558,43	12	40	2,5	10	1,35	1,4	4,73	18,90	10,39	15,08	10,39	18,90
P14	1122,21	15	40	0	0	1,20	1,4	0,00	0,00	21,88	30,30	21,88	30,30
P15	558,43	12	40	2,5	10	1,35	1,4	4,73	18,90	10,39	15,08	10,39	18,90
P16	291,94	12	40	6,7	5,7	1,35	1,4	12,66	10,77	5,43	7,88	12,66	10,77
P17	534,81	12	40	9,2	0	1,35	1,4	17,39	0,00	9,95	14,44	17,39	14,44
P18	291,94	12	40	6,7	5,7	1,35	1,4	12,66	10,77	5,43	7,88	12,66	10,77

PILAR	l_{ex} (m)	l_{ey} (m)	λ_x	λ_y	$\lambda_{1,x}$	$\lambda_{1,y}$	2a X	2a Y
P1	2,50	2,78	72,1	24,0	73,80	65,38	Não	Não
P2	2,50	2,78	72,1	24,0	70,97	64,61	2a Ordem	Não
P3	2,50	2,78	72,1	24,0	73,80	65,38	Não	Não
P4	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	65,14	2a Ordem	Não
P5	2,53	2,73	58,4	23,6	26,63	25,84	2a Ordem	Não
P6	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	65,14	2a Ordem	Não
P7	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	64,61	2a Ordem	Não
P8	2,53	2,73	58,4	23,6	66,56	70,32	Não	Não
P9	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	64,61	2a Ordem	Não
P10	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	64,61	2a Ordem	Não
P11	2,53	2,73	58,4	23,6	66,56	70,32	Não	Não
P12	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	64,61	2a Ordem	Não
P13	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	65,14	2a Ordem	Não
P14	2,53	2,73	58,4	23,6	26,63	25,84	2a Ordem	Não
P15	2,50	2,78	72,1	24,0	67,34	65,14	2a Ordem	Não
P16	2,50	2,78	72,1	24,0	73,80	65,38	Não	Não
P17	2,50	2,78	72,1	24,0	70,97	64,61	2a Ordem	Não
P18	2,50	2,78	72,1	24,0	73,80	65,38	Não	Não

PILAR	V _d	V _{d+0,5 x}	V _{d+0,5 y}	1/r _x	1/r _y	M _{2xd} (kN.m)	M _{2yd} (kN.m)
P1	0,28	0,78	1,00	-	-	-	-
P2	0,52	1,02	1,02	0,041	-	20,61	-
P3	0,28	0,78	1,00	-	-	-	-
P4	0,54	1,04	1,04	0,040	-	18,10	-
P5	0,87	1,37	1,37	0,024	-	39,32	-
P6	0,54	1,04	1,04	0,040	-	18,10	-
P7	0,57	1,07	1,07	0,039	-	18,55	-
P8	0,66	1,16	1,16	-	-	-	-
P9	0,46	0,96	1,00	0,044	-	16,29	-
P10	0,57	1,07	1,07	0,039	-	18,55	-
P11	0,66	1,16	1,16	0,029	-	-	-
P12	0,46	0,96	1,00	0,044	-	16,29	-
P13	0,54	1,04	1,04	0,040	-	18,10	-
P14	0,87	1,37	1,37	0,024	-	39,32	-
P15	0,54	1,04	1,04	0,040	-	18,10	-
P16	0,28	0,78	1,00	-	-	-	-
P17	0,52	1,02	1,02	0,041	-	20,61	-
P18	0,28	0,78	-	-	-	-	-

					Extremidades				Intermediária	
PILAR	N _d (kN)	d'/h _x	d'/h _y	V _d	M _{1xd} (kN.m)	M _{1yd} (kN.m)	μ _x	μ _y	M _{2xd} (kN.m)	μ _x
P1	291,94	0,33	0,10	0,28	12,66	10,77	0,103	0,026	-	-
P2	534,81	0,33	0,10	0,52	17,39	14,44	0,141	0,035	20,61	0,167
P3	291,94	0,33	0,10	0,28	12,66	10,77	0,103	0,026	-	-
P4	558,43	0,33	0,10	0,54	10,39	18,90	0,084	0,046	18,10	0,147
P5	1122,21	0,27	0,10	0,87	21,88	30,30	0,113	0,059	39,32	0,204
P6	558,43	0,33	0,10	0,54	10,39	18,90	0,084	0,046	18,10	0,147
P7	582,08	0,33	0,10	0,57	10,83	15,72	0,088	0,038	18,55	0,150
P8	854,15	0,27	0,10	0,66	16,66	85,51	0,086	0,166	-	-
P9	470,17	0,33	0,10	0,46	8,75	12,69	0,071	0,031	16,29	0,132
P10	582,08	0,33	0,10	0,57	10,83	15,72	0,088	0,038	18,55	0,150
P11	854,15	0,27	0,10	0,66	16,66	85,51	0,086	0,166	-	-
P12	470,17	0,33	0,10	0,46	8,75	12,69	0,071	0,031	16,29	0,132
P13	558,43	0,33	0,10	0,54	10,39	18,90	0,084	0,046	18,10	0,147
P14	1122,21	0,27	0,10	0,87	21,88	30,30	0,113	0,059	39,32	0,204
P15	558,43	0,33	0,10	0,54	10,39	18,90	0,084	0,046	18,10	0,147
P16	291,94	0,33	0,10	0,28	12,66	10,77	0,103	0,026	-	-
P17	534,81	0,33	0,10	0,52	17,39	14,44	0,141	0,035	20,61	0,167
P18	291,94	0,33	0,10	0,28	12,66	10,77	0,103	0,026	-	-

PILAR	ω	A_s (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s,uni}$ (cm ²)	Núm. Barras
P1	0,08	1,92	10	0,785	6
P2	0,27	6,39	12,5	1,227	6
P3	0,08	1,92	10	0,785	6
P4	0,28	6,62	12,5	1,227	6
P5	0,67	19,81	16	2,011	10
P6	0,28	6,62	12,5	1,227	6
P7	0,32	7,57	12,5	1,227	8
P8	0,3	8,87	12,5	1,227	8
P9	0,24	5,68	12,5	1,227	6
P10	0,32	7,57	12,5	1,227	8
P11	0,3	8,87	12,5	1,227	8
P12	0,24	5,68	12,5	1,227	6
P13	0,28	6,62	12,5	1,227	6
P14	0,67	19,81	16	2,011	10
P15	0,28	6,62	12,5	1,227	6
P16	0,08	1,92	10	0,785	6
P17	0,27	6,39	12,5	1,227	6
P18	0,08	1,92	10	0,785	6

PILAR	A_s (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	l_b (cm)	l_{oc} (cm)	Comp. (cm)	ϕ_t (mm)	s (cm)	Q
P1	1,92	4,71	33,36	21	309	5	12	25
P2	6,39	7,36	41,70	37	325	5	12	25
P3	1,92	4,71	33,36	21	309	5	12	25
P4	6,62	7,36	41,70	38	326	5	12	25
P5	19,81	20,11	53,37	53	341	5	15	21
P6	6,62	7,36	41,70	38	326	5	12	25
P7	7,57	9,82	41,70	33	321	5	12	25
P8	8,87	9,82	41,70	38	326	5	15	21
P9	5,68	7,36	41,70	33	321	5	12	25
P10	7,57	9,82	41,70	33	321	5	12	25
P11	8,87	9,82	41,70	38	326	5	15	21
P12	5,68	7,36	41,70	33	321	5	12	25
P13	6,62	7,36	41,70	38	326	5	12	25
P14	19,81	20,11	53,37	53	341	5	15	21
P15	6,62	7,36	41,70	38	326	5	12	25
P16	1,92	4,71	33,36	21	309	5	12	25
P17	6,39	7,36	41,70	37	325	5	12	25
P18	1,92	4,71	33,36	21	309	5	12	25

Apêndice D –

Tabelas Utilizadas Dimensionamento Sapatas

Sapata	bx (m)	by (m)	Carreg. (kN)	Área (m²)	Bx (m)	By (m)	h (m)
S1	0,12	0,4	217,12	0,91	0,85	1,15	0,30
S2	0,12	0,4	395,32	1,66	1,20	1,45	0,40
S3	0,12	0,4	217,12	0,91	0,85	1,15	0,30
S4	0,12	0,4	414,52	1,74	1,20	1,50	0,40
S5	0,15	0,4	933,88	3,92	1,90	2,15	0,60
S6	0,12	0,4	414,52	1,74	1,20	1,50	0,40
S7	0,12	0,4	407,14	1,71	1,20	1,50	0,40
S8	0,15	0,4	685,42	2,88	1,60	1,85	0,50
S9	0,12	0,4	347,92	1,46	1,10	1,40	0,40
S10	0,12	0,4	407,14	1,71	1,20	1,50	0,40
S11	0,15	0,4	685,50	2,88	1,60	1,85	0,50
S12	0,12	0,4	347,86	1,46	1,10	1,40	0,40
S13	0,12	0,4	414,52	1,74	1,20	1,50	0,40
S14	0,15	0,4	933,96	3,92	1,90	2,15	0,60
S15	0,12	0,4	414,46	1,74	1,20	1,50	0,40
S16	0,12	0,4	217,12	0,91	0,85	1,15	0,30
S17	0,12	0,4	395,32	1,66	1,20	1,45	0,40
S18	0,12	0,4	217,12	0,91	0,85	1,15	0,30

Sapata	M _x (kN.m)	Bitola (mm)	d (cm)	M _{xd} (kN.m)	M _{xd} (kN.m)	k _c	k _s	A _{sx,ad} (cm ²)	2*M _{xd} (kN.m)	k _c	k _s	A _{sx,ad} (cm ²)	Q (barras)
S1	13,32	8,0	24,8	18,64	51,96	4,73	0,0245	5,97	37,29	6,60	0,0241	3,62	8
S2	36,44	10,0	34,5	51,01	116,48	4,09	0,0248	10,03	102,03	4,67	0,0245	7,25	10
S3	13,32	8,0	24,8	18,64	51,96	4,73	0,0245	5,97	37,29	6,60	0,0241	3,62	8
S4	38,05	10,0	34,5	53,27	120,49	3,95	0,0249	10,38	106,55	4,47	0,0247	7,63	10
S5	137,11	12,5	54,125	191,95	388,59	3,02	0,0256	22,32	383,90	3,05	0,0255	18,09	15
S6	38,05	10,0	34,5	53,27	120,49	3,95	0,0249	10,38	106,55	4,47	0,0247	7,63	10
S7	37,38	10,0	34,5	52,33	120,49	3,95	0,0249	10,38	104,65	4,55	0,0246	7,46	10
S8	83,17	10,0	44,5	116,44	232,20	3,41	0,0252	16,00	232,88	3,40	0,0252	13,19	17
S9	28,93	10,0	34,5	40,50	112,46	4,23	0,0248	9,69	81,01	5,88	0,0243	5,71	8
S10	37,38	10,0	34,5	52,33	120,49	3,95	0,0249	10,38	104,65	4,55	0,0246	7,46	10
S11	83,18	10,0	44,5	116,45	232,20	3,41	0,0252	16,00	232,91	3,40	0,0252	13,19	17
S12	28,93	10,0	34,5	40,50	112,46	4,23	0,0248	9,69	80,99	5,88	0,0243	5,70	8
S13	38,05	10,0	34,5	53,27	120,49	3,95	0,0249	10,38	106,55	4,47	0,0247	7,63	10
S14	137,12	12,5	54,125	191,97	388,59	3,02	0,0256	22,32	383,93	3,05	0,0255	18,09	15
S15	38,05	10,0	34,5	53,27	120,49	3,95	0,0249	10,38	106,53	4,47	0,0247	7,63	10
S16	13,32	8,0	24,8	18,64	51,96	4,73	0,0245	5,97	37,29	6,60	0,0241	3,62	8
S17	36,44	10,0	34,5	51,01	116,48	4,09	0,0248	10,03	102,03	4,67	0,0245	7,25	10
S18	13,32	8,0	24,8	18,64	51,96	4,73	0,0245	5,97	37,29	6,60	0,0241	3,62	8

Sapata	My (kN.m)	Bitola (mm)	d (cm)	Myd (kN.m)	Myd (kN.m)	kc	ks	Asy,ad (cm²)	2*Myd (kN.m)	kc	ks	Asy,ad (cm²)	Q (barras)
S1	9,47	8,0	24,8	13,26	38,41	1,92	0,0278	4,41	26,53	2,78	0,0259	2,77	5,51
S2	26,30	10,0	34,5	36,82	96,39	1,48	0,0305	8,52	73,64	1,94	0,0277	8,52	10,85
S3	9,47	8,0	24,8	13,26	38,41	1,92	0,0278	4,41	26,53	2,78	0,0259	2,77	5,51
S4	29,26	10,0	34,5	40,96	96,39	1,48	0,0305	8,52	81,92	1,74	0,0287	8,52	10,85
S5	115,23	12,5	54,125	161,32	343,41	1,28	0,0307	19,72	322,64	1,36	0,0307	18,30	14,91
S6	29,26	10,0	34,5	40,96	96,39	1,48	0,0305	8,52	81,92	1,74	0,0287	8,52	10,85
S7	28,74	10,0	34,5	40,23	96,39	1,48	0,0305	8,52	80,46	1,78	0,0285	8,52	10,85
S8	67,96	10,0	44,5	95,14	200,82	1,48	0,0305	13,84	190,28	1,56	0,0298	12,74	16,22
S9	21,84	10,0	34,5	30,58	88,36	1,62	0,0293	7,61	61,15	2,34	0,0266	4,71	6,00
S10	28,74	10,0	34,5	40,23	96,39	1,48	0,0305	8,52	80,46	1,78	0,0285	8,52	10,85
S11	67,96	10,0	44,5	95,15	200,82	1,48	0,0305	13,84	190,30	1,56	0,0298	12,74	16,23
S12	21,84	10,0	34,5	30,57	88,36	1,62	0,0293	7,61	61,14	2,34	0,0266	4,71	6,00
S13	29,26	10,0	34,5	40,96	96,39	1,48	0,0305	8,52	81,92	1,74	0,0287	8,52	10,85
S14	115,24	12,5	54,125	161,33	343,41	1,28	0,0307	19,72	322,67	1,36	0,0307	18,30	14,91
S15	29,25	10,0	34,5	40,96	96,39	1,48	0,0305	8,52	81,91	1,74	0,0287	6,81	8,68
S16	9,47	8,0	24,8	13,26	38,41	1,92	0,0278	4,41	26,53	2,78	0,0259	2,77	5,51
S17	26,30	10,0	34,5	36,82	96,39	1,48	0,0305	8,52	73,64	1,94	0,0277	5,91	7,53
S18	9,47	8,0	24,8	13,26	38,41	1,92	0,0278	4,41	26,53	2,78	0,0259	2,77	5,51

VERIFICAÇÃO À TENSÃO CISALHANTE					
Sapata	τ_{Rd2} (Mpa)	μ_0 (m)	d (m)	τ_{sd} (Mpa)	Verif.
S1	6,11	1,04	0,248	1,179	OK
S2	6,11	1,04	0,345	1,543	OK
S3	6,11	1,04	0,248	1,179	OK
S4	6,11	1,04	0,345	1,617	OK
S5	6,11	1,1	0,54125	2,196	OK
S6	6,11	1,04	0,345	1,617	OK
S7	6,11	1,04	0,345	1,589	OK
S8	6,11	1,1	0,445	1,960	OK
S9	6,11	1,04	0,345	1,358	OK
S10	6,11	1,04	0,345	1,589	OK
S11	6,11	1,1	0,445	1,961	OK
S12	6,11	1,04	0,345	1,357	OK
S13	6,11	1,04	0,345	1,617	OK
S14	6,11	1,1	0,54125	2,196	OK
S15	6,11	1,04	0,345	1,617	OK
S16	6,11	1,04	0,248	1,179	OK
S17	6,11	1,04	0,345	1,543	OK
S18	6,11	1,04	0,248	1,179	OK

Apêndice E –

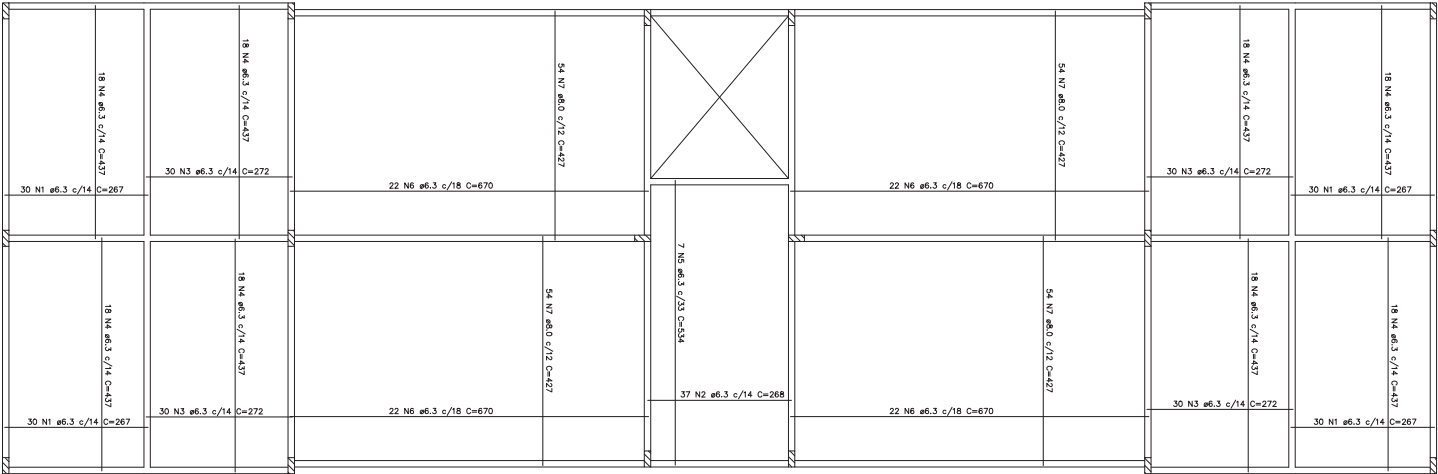
Detalhamento dos elementos estruturais

RELAÇÃO DO AÇO

Aço	N	ARM	Q	ARM	C total
(mm)		(mm)		(mm)	(cm²)
CASO	7	6.3	120	268	33046
	8	6.3	268	268	33046
	9	6.3	120	272	33648
	6	6.3	144	314	37738
	7	6.3	7	314	37738
	8	6.3	268	427	52232
	9	6.3	156	148	23086
	11	6.3	130	424	14840
	12	10.0	130	268	38680

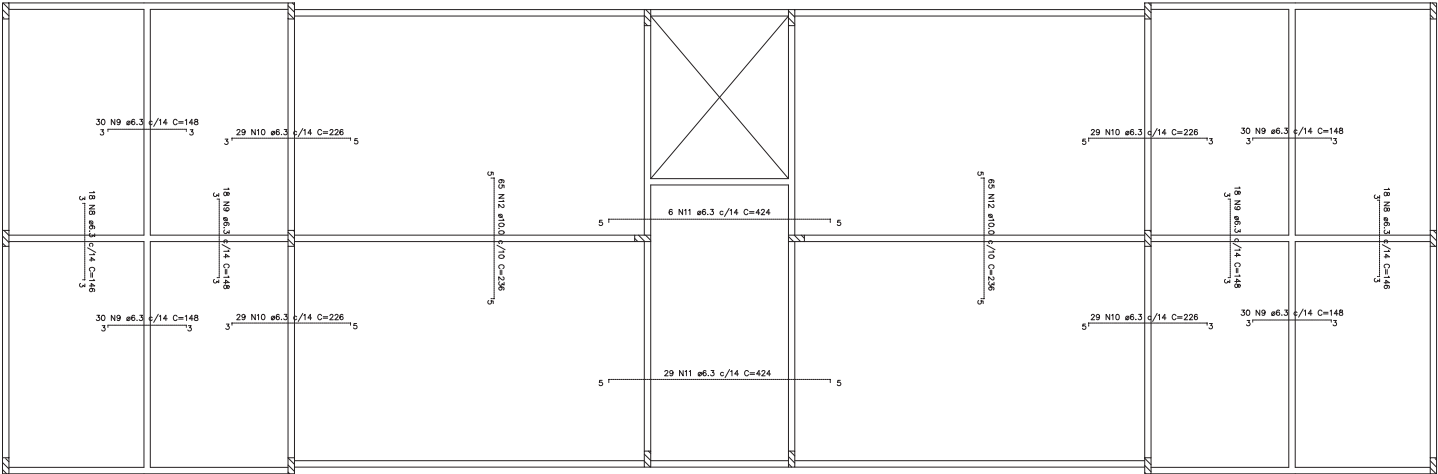
RESUMO DO AÇO

Aço	DIAM	C ₁ (cm)	Massa/m	Passo
CASO	6.3	268	0.305	66.037
	6.0	922.2	0.305	364.32
	10.0	268	0.977	144.33
Peso Total (kg)				CASO 1214.19



ARMADURAS POSITIVAS DAS LAJES – TPOC3X

ARMADURAS NEGATIVAS DAS LAJES – TPOC3X



projeto
Estrutural

UFSC–UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
ECV– ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

designação

Armaduras das Lajes do
Pavimento Tipo

folha

03

Aluno: Rafael do Valle Pereira Cardoso

Orientador: Ivo José Poderatz

desenho

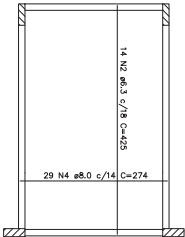
RAFAEL

escala

INDICADA

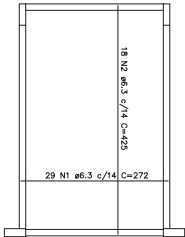
data

NOV/2013



ARMADURAS LAJES – FUNDO DO RESERVATÓRIO

Esc: 1/30

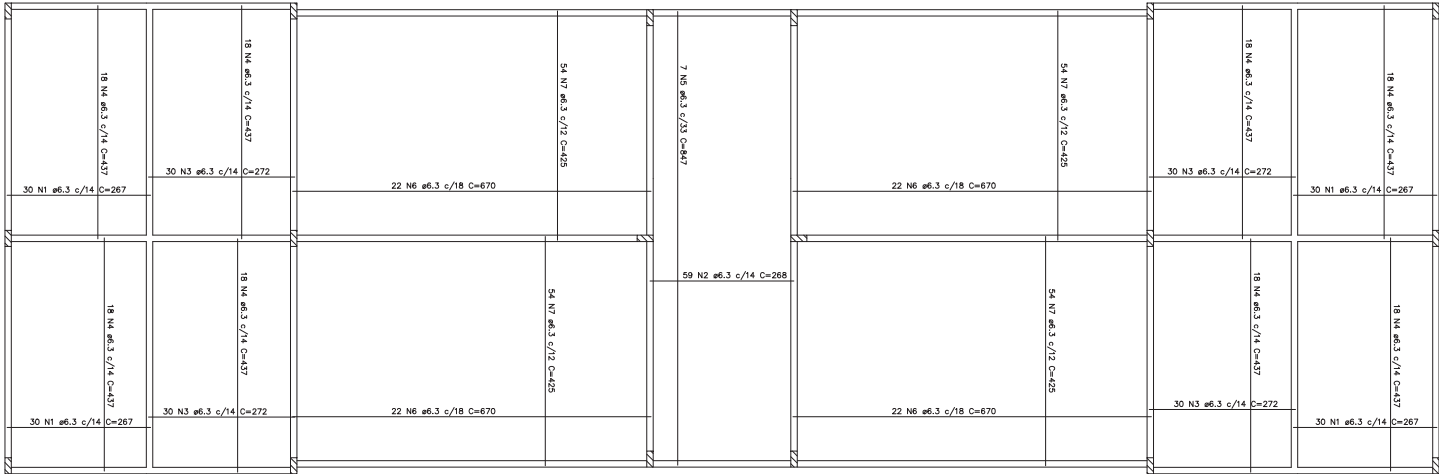


ARMADURAS LAJES – TAMPA RESERVATÓRIO

Esc: 1/30

RELAÇÃO DO AÇO				
Aço	N	DIM. Ø (mm)	C ₀₁₀₂ (mm)	C ₀₁₀₄ (mm)
CA50	1	6.3	120	33240
	2	6.3	120	282
	3	6.3	120	272
	4	6.3	144	447
	5	6.3	261	6248
	6	6.3	261	6248
	7	6.3	261	6248
	8	6.3	186	1468
	9	6.3	186	2226
	10	6.3	186	2226
	11	6.3	186	2226
	12	10.0	75	248
				17246

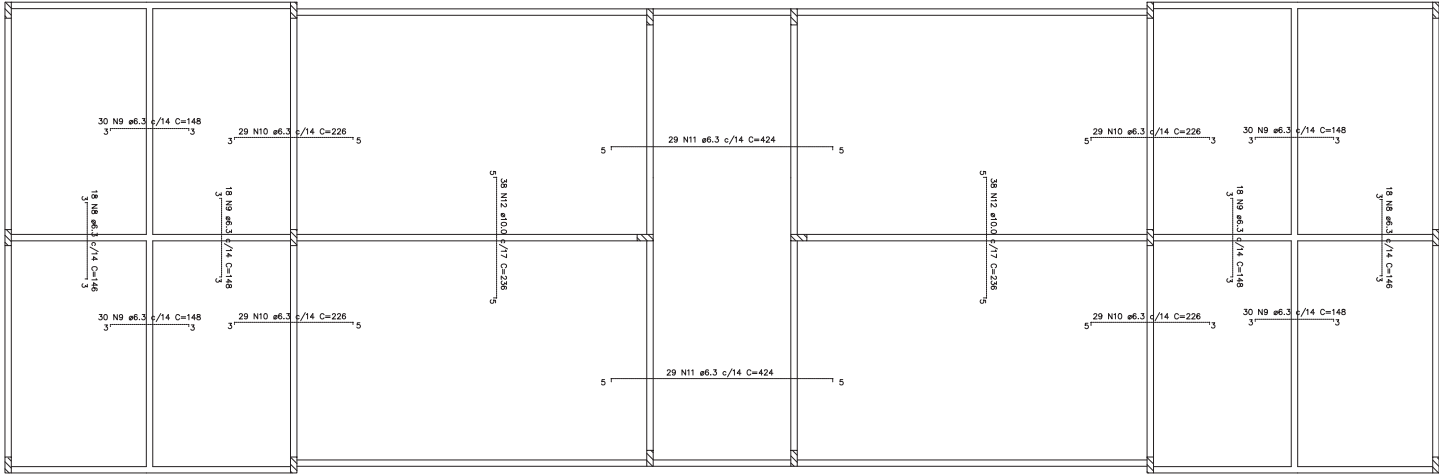
RESUMO DO AÇO				
Aço	DIM. Ø (mm)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)	
CA50	10.0	37.426	0.427	120.37
	6.0	17.826	0.453	113.03
			Peso Total (kg)	
CA50				1039.46



ARMADURAS POSITIVAS DAS LAJES – COBERTURA

ARMADURAS NEGATIVAS DAS LAJES – COBERTURA

Esc: 1/30



RELAÇÃO DO AÇO				
Aço	N	DIM. Ø (mm)	C ₀₁₀₂ (mm)	C ₀₁₀₄ (mm)
CA50	1	6.3	39	272
	2	6.0	120	274
				12680

RESUMO DO AÇO				
Aço	DIM. Ø (mm)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)	
CA50	6.0	21.49	0.248	55.65
	6.0	25.81	0.248	64.00
			Peso Total (kg)	
CA50				120.65

projeto

Esrutural

UFSC – UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

ECV – ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

designação

04

Armaduras Lajes dos Pavimentos Cobertura, Fundo e Tampa RES.

Aluno:

Rafael do Valle Pereira Cardoso

Orientador:

Ivo José Podratz

desenho

RAFAEL

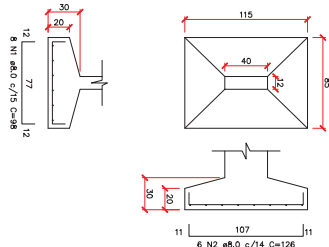
escala

INDICADA

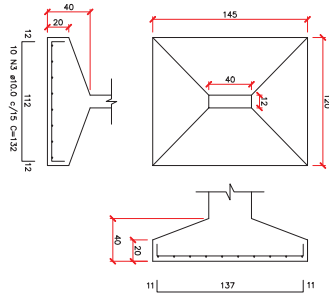
data

NOV/2013

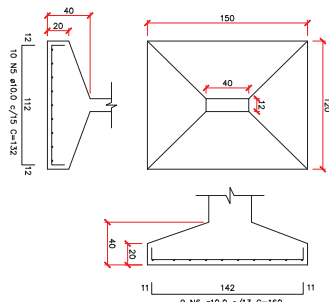
S1-S3=S16-S18
Esc: 1/25



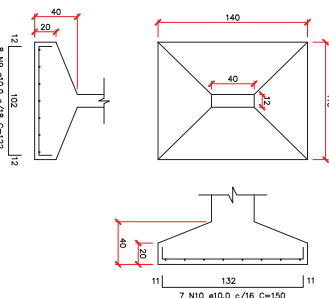
S2-S17
Esc: 1/25



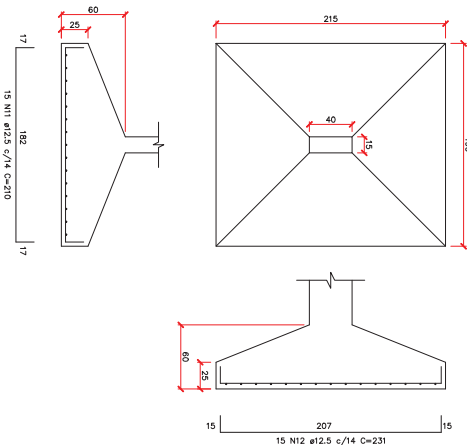
S4-S6-S7=S10-S12=S15
Esc: 1/25



S9-S12
Esc: 1/25



S5-S14
Esc: 1/25



RELAÇÃO DO AÇO

Aço	N	Ø (mm)	Q (kg/m)	Compr. (m)	Vol. (m³)	Peso (kg)
C450	1	8.0	32	28	0.28	31.36
	2	10.0	79	132	1.32	294.48
	3	10.0	20	132	0.26	28.80
	4	10.0	60	132	0.79	86.40
	5	10.0	20	172	0.34	37.60
	6	10.0	18	172	0.30	33.60
	7	10.0	18	172	0.30	33.60
	8	10.0	30	210	0.63	69.60
	9	10.0	30	210	0.63	69.60
	10	10.0	30	210	0.63	69.60
	11	10.0	30	210	0.63	69.60
	12	12.5	30	231	0.70	77.40

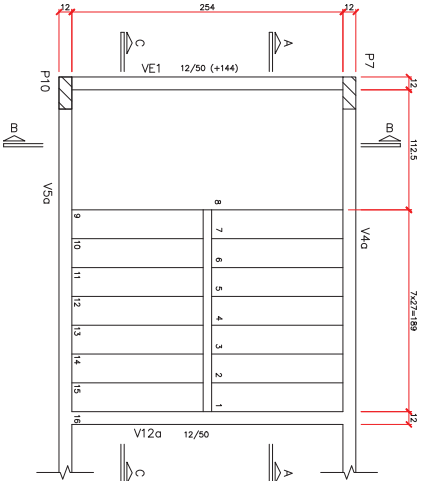
Aço	Ø (mm)	C ₅₀ (kg/m³)	Vol. (m³)	Peso (kg)
C450	8.0	132	0.28	36.96
	10.0	326.82	0.617	201.65
	12.5	132.30	0.963	127.41

Peso total (kg)

Vol. de concreto total (C-30) = 10.34 m³

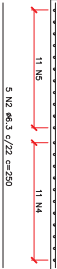
Área de forma total = 35.36 m²

FORMA E ARMADURA DAS SAPATAS
Esc: 1/25



FORMA ESCADA
Esc: 1/25

SEÇÃO A-A
Esc: 1/25



SEÇÃO B-B
Esc: 1/25



SEÇÃO C-C
Esc: 1/25



RELAÇÃO DO AÇO

Aço	N	Ø (mm)	Q (kg/m)	Compr. (m)	Vol. (m³)	Peso (kg)
C450	1	8.0	32	118	0.21	23.36
	2	10.0	79	118	0.94	103.68
	3	10.0	20	118	0.26	28.80
	4	10.0	60	118	0.79	86.40
	5	10.0	20	130	0.34	37.60
	6	10.0	18	130	0.30	33.60
	7	10.0	18	130	0.30	33.60
	8	10.0	30	160	0.63	69.60
	9	10.0	30	160	0.63	69.60
	10	10.0	30	160	0.63	69.60
	11	10.0	30	160	0.63	69.60
	12	12.5	30	170	0.70	77.40

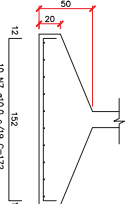
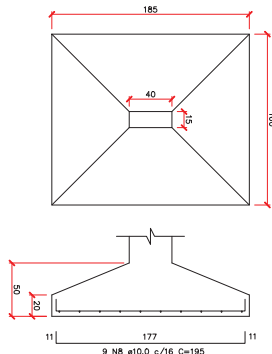
RESUMO DO AÇO

Aço	Ø (mm)	C ₅₀ (kg/m³)	Vol. (m³)	Peso (kg)
C450	8.0	132	0.21	27.74
	10.0	326.82	0.94	308.82
	12.5	132.30	1.18	155.15

Vol. de concreto total (C-30) = 3.27 m³

Área de forma total = 14.24 m²

S9-S11
Esc: 1/25



UFSC-UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

ECV- ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

designação

Formas e Armaduras dos Sapatos
Forma e Armaduras da Escada

Aluno:

Rafael do Valle Pereira Cardoso

Orientador:

Ivo José Podratz

desenho

RAFAEL

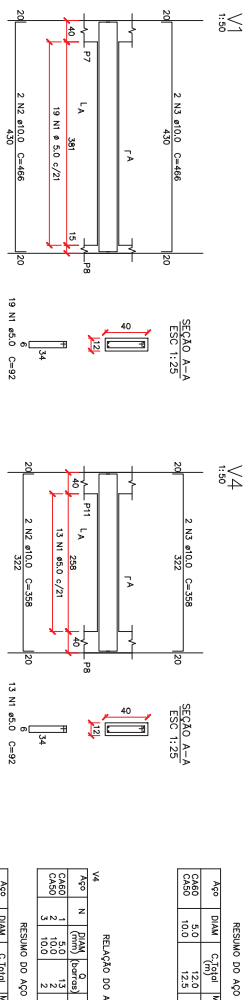
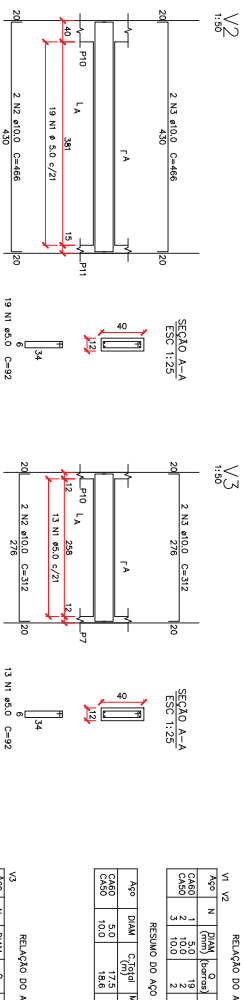
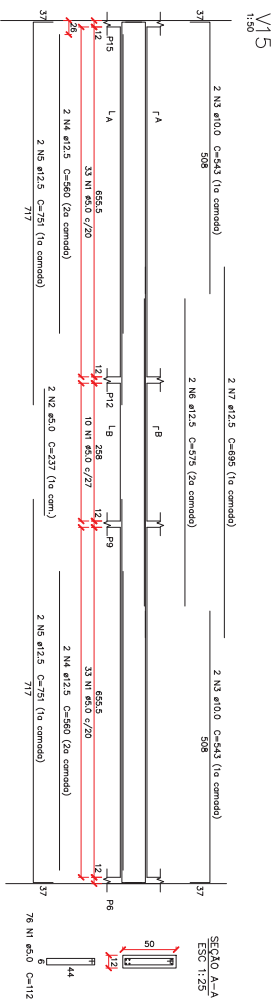
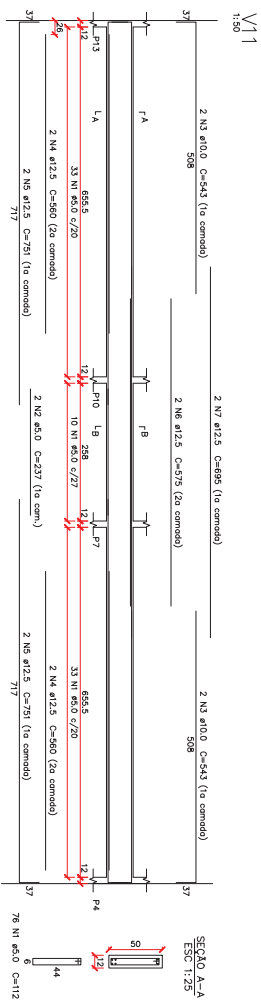
escala

INDICADA

data

NOV/2013

05



RELATÓRIO DO AÇO					
VI		V2			
Aço	N	DIAM (mm)	O (barbas)	Unid (cm)	C.Total (cm)
CAGO	1	5,0	19	92	1748
CASO	2	10,0	2	466	932
	3	10,0	2	466	932

Aço	DiAM	C _T Total (m)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)
CA60	5,0	17,5	0,154	2,69
CA50	10,0	18,6	0,617	11,50

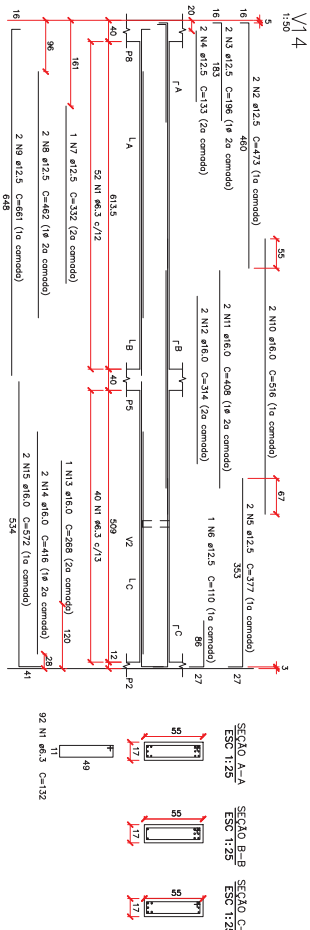
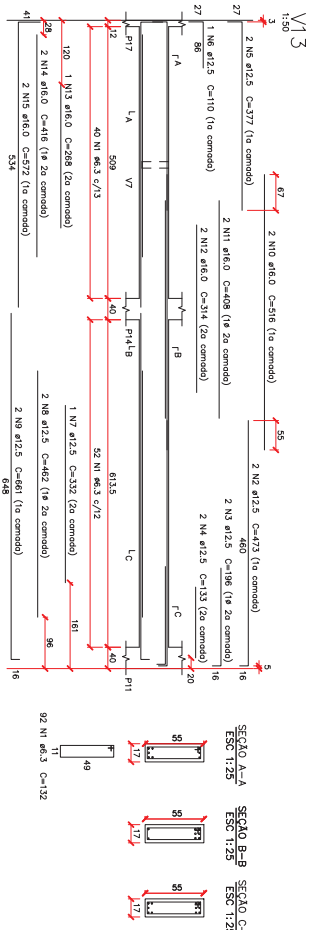
Aço	N	Ø (mm)	Ø (polegadas)	Unit (cm)	C.Totol (cm)
CA60	1	5,0	13	92	1196
CA50	2	10,0	2	312	624
	3	10,0	2	312	624

Agro	DIAM	C_{Total} (m)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)
CA60	5.0	12.0	0.154	1.84
CA50	10.0	12.5	0.617	7.70
			Peso Total (kg)	
			CA60	1.84
			CA50	7.70

V4				
RELAÇÃO DO AÇO				
Aço	N	DIAM (mm)	O (barra)	Unit (cm)
CASO	1	5,0	13	92
CASO	2	10,0	2	358
	3	10,0	2	358
				1196
				716
				716

Aço	DIAM	C _{Total} (m)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)
CA60	5,0	12,0	0,154	1,84
CA50	10,0	14,3	0,617	8,84

Agc	DIAM	C_{10}^{tot} (m)	Massa (m) (kg/m)	Peso (kg)
CA60	5,0	12,0	0,154	1,84
CA50	10,0	14,3	0,617	8,84
			Peso Total (kg)	
			CA60	1,84
			CA50	8,84



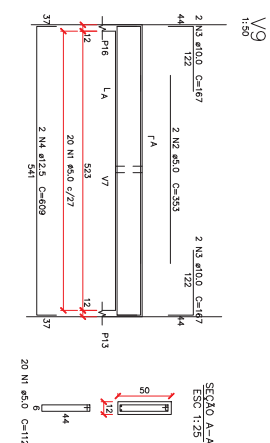
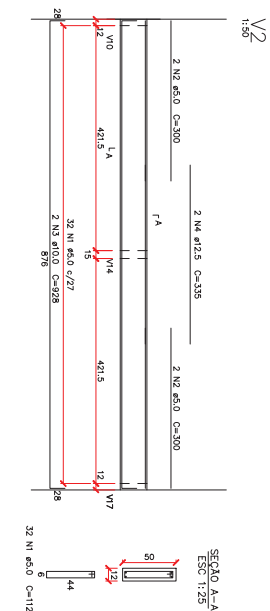
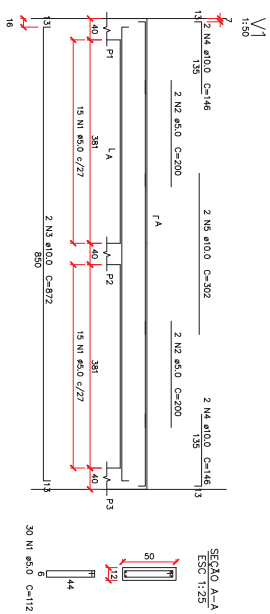
RELACÃO DO AÇO						
V11		V15				
Aço	N	RAM (mm)	O (barbas)	limt (cm)	C _{total} (cm)	
CABO	1	5,0	76	112	8512	
	2	5,0	4	237	474	
	3	10,0	4	508	2022	
CABO	4	12,5	4	717	2868	
	5	12,5	2	575	1150	
	6	12,5	2	695	1390	
	7					

Age	D/M	C _{total} (m)	Massa/m (kg/m)	Peso (kg)
CA60	5,0	89,9	0,154	13,8
CA50	10,0	20,3	0,617	12,54
	12,5	76,5	0,963	73,65
				Peso Total (kg)
				CA60 13,8
				CA50 86,19

RESUMO DO ADO					
Age	DM	C ₁₀₀	C ₁₀₀	C ₁₀₀	C ₁₀₀
Age	N	DM	O	(km)	(km)
V13 V14					
1	6,3	9,2	1,32	72,14	
2	12,5	19,6	3,92	59,32	
3	12,5	3,77	7,94	75,4	
4	12,5	1,10	1,10	110	
5	12,5	4,42	4,42	99,4	
6	12,5	2,21	2,21	102,5	
7	16,0	5,16	10,32	75,6	
8	16,0	3,16	6,32	101,8	
9	16,0	2,08	2,08	62,8	
10	16,0	2,08	2,08	114,4	
11	16,0	5,72	11,44	114,4	
12	16,0				
13	16,0				
14	16,0				
15	16,0				
16	16,0				
17	16,0				
18	16,0				
19	16,0				
20	16,0				
21	16,0				
22	16,0				
23	16,0				
24	16,0				
25	16,0				
26	16,0				
27	16,0				
28	16,0				
29	16,0				
30	16,0				
31	16,0				
32	16,0				
33	16,0				
34	16,0				
35	16,0				
36	16,0				
37	16,0				
38	16,0				
39	16,0				
40	16,0				
41	16,0				
42	16,0				
43	16,0				
44	16,0				
45	16,0				
46	16,0				
47	16,0				
48	16,0				
49	16,0				
50	16,0				
51	16,0				
52	16,0				
53	16,0				
54	16,0				
55	16,0				
56	16,0				
57	16,0				
58	16,0				
59	16,0				
60	16,0				
61	16,0				
62	16,0				
63	16,0				
64	16,0				
65	16,0				
66	16,0				
67	16,0				
68	16,0				
69	16,0				
70	16,0				
71	16,0				
72	16,0				
73	16,0				
74	16,0				
75	16,0				
76	16,0				
77	16,0				
78	16,0				
79	16,0				
80	16,0				
81	16,0				
82	16,0				
83	16,0				
84	16,0				
85	16,0				
86	16,0				
87	16,0				
88	16,0				
89	16,0				
90	16,0				
91	16,0				
92	16,0				
93	16,0				
94	16,0				
95	16,0				
96	16,0				
97	16,0				
98	16,0				
99	16,0				
100	16,0				

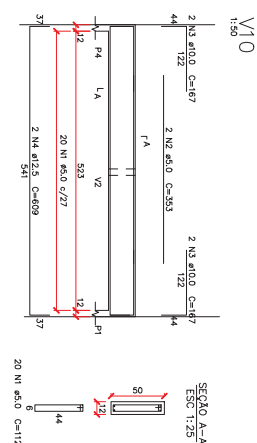
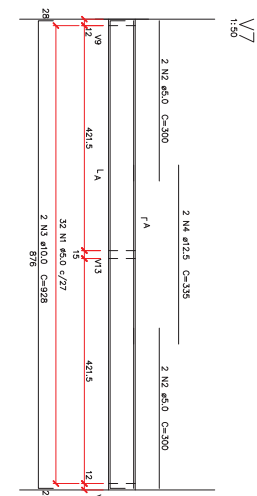
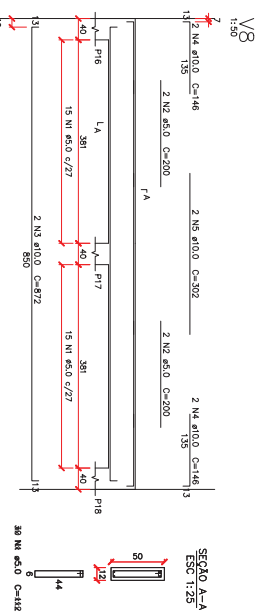
Age	DM	C ₁₀₀	C ₁₀₀	C ₁₀₀
CA50	6,3	12,14	0,245	28,75
	12,5	24,28	0,578	74,48
	16,0	47,20		
Peso total (kg)				
CA50				152,92

UFSC – UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
ECV – ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



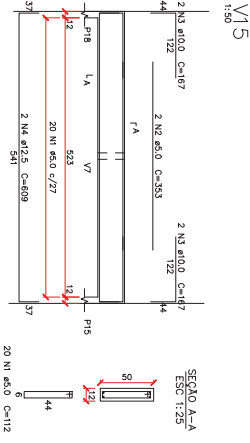
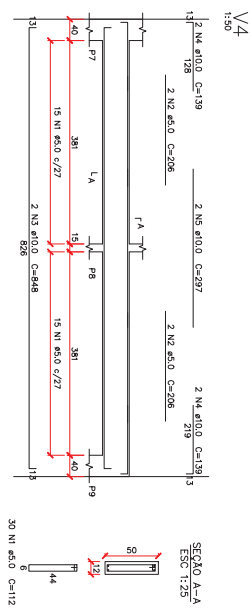
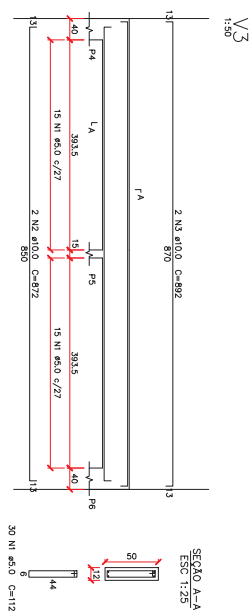
RELATÓRIO DO AÇO						
V1 V8		RELATÓRIO DO AÇO				
Aço	N	DIAM (mm)	5	DIAM (mm)	6	Carga (kg)
CA60	1	5,0	30	112	3.560	
CA60	2	16,0	50	300	5.000	
CA60	3	16,0	40	200	3.560	
CA60	4	16,0	40	146	584	
CA60	5	10,0	40	302	604	

RESUMO DO AÇO			
Aço	DIAM (mm)	Carga (kg)	Peso Total (kg)
CA60	5,0	416	0,154
CA60	10,0	29,3	0,017
CA60	16,0	18,05	0,009
CA60	16,09	18,09	0,009

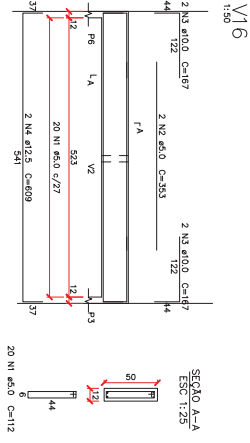
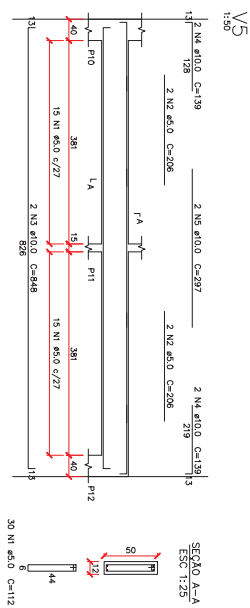
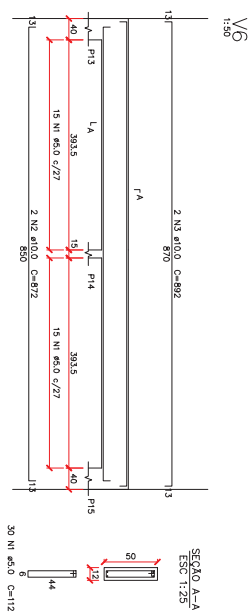


Aço	DNM	C ₁₀ (kg)	W ₂ (m)	R ₂ (kg)
CA40	5,0	47,8	0,154	7,33
CA60	10,0	18,6	0,617	7,33
CA80	12,5	6,7	0,935	6,46

Aço	N	DNM	S	DNM	C ₁₀ (kg)
CA40	1	5,0	32	112	3584
CA60	2	10,0	32	300	1200
CA80	4	12,5	2	335	670

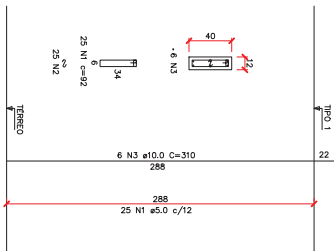


Apq	N	Diam (mm)	Diam 0,3mm	U ₅₀ (m/s)	C _{total}
CA00	1	5,0	30	112	3,360
	2	5,0	30	206	16,920
CA05	1	10,0	40	348	8,976
	2	10,0	40	426	18,264
CA10	1	10,0	40	297	594
	2	10,0	40	297	594

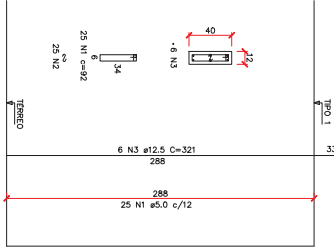


Agro	N	P	K	Ca	Mg	Corg	Corg
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
CA60	7	6,0	20	11,5	22,60	4,54	1,88
CA40	7	6,0	20	11,5	22,60	4,54	1,88
CA50	7	6,0	20	11,5	22,60	4,54	1,88
	12,5	12,5	2	2	809	1216	

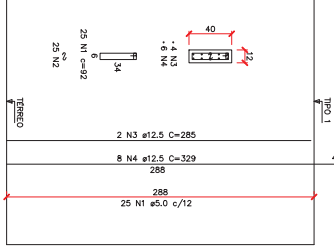
P1=P3=P6=P18
Escala: 1:25



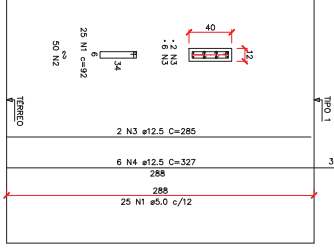
P9=P12
Escala: 1:25



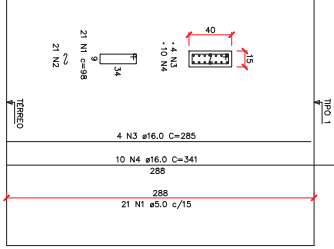
P7=P10
Escala: 1:25



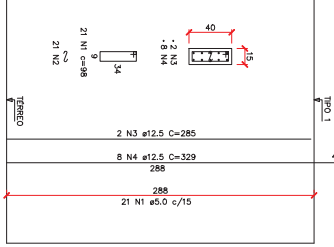
P2=P4=P6=P13=P15=P17
Escala: 1:25



P5=P14
Escala: 1:25



P8=P11
Escala: 1:25



P1=P3=P6=P18
Escala: 1:25

p1=p3=p16=p18					
Ag0	N	DM	Q	Unit	C Total
C460	1	5.0	25	92	2.500
C460	2	5.0	25	18	450
C450	3	10.0	6	310	1860

RESUMO DO AG0					
Ag0	DMW	C Total	Massa/m	Peso	
C460	5.0	27.50	0.154	4.24	
C450	10.0	18.60	0.617	11.48	
				Peso Total (kg)	
				C460 4.24	
				C450 11.48	

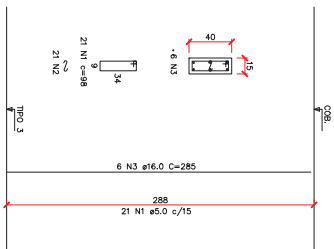
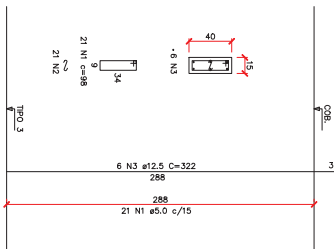
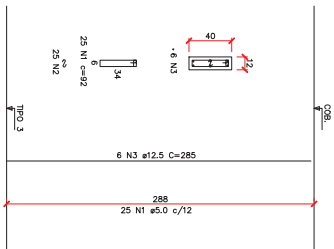
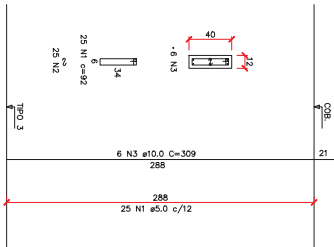
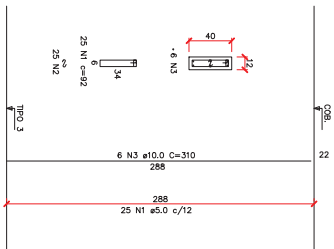
P1=P3=P4=P6=P9=P12=P13=P15=P16=P18
Esc: 1:25

P7=P10
Esc: 1:25

P2=P17
Esc: 1:25

P8=P11
Esc: 1:25

P5=P14
Esc: 1:25



RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RESUMO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

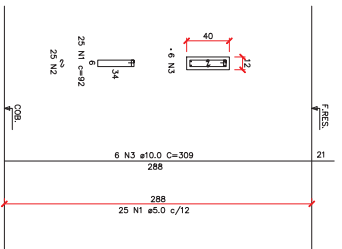
RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

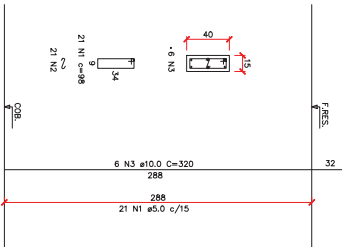
RELACÃO DO AÇO

Aço	N	DIA	Q	Q _{teor}	Peso
C40	1	5.0	25	18	2.00
C40	2	5.0	25	18	2.00
C40	3	10.0	6	285	17.10

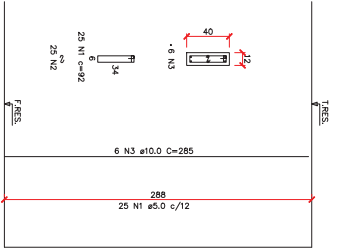
P7=P10
Esc: 1:25



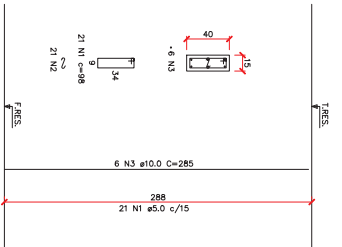
P8=P11
Esc: 1:25



P7=P10
Esc: 1:25



P8=P11
Esc: 1:25



ARMADURA DOS PILARES - COBERTURA AO FUNDO RESERVATÓRIO
Esc: 1:25

ARMADURA DOS PILARES - FUNDO RESERVATÓRIO A TAMP. RES.
Esc: 1:25

UFSC - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

ECV - ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Armaduras dos Pilares

Aluno: Rafael do Valle Pereira Cordoso

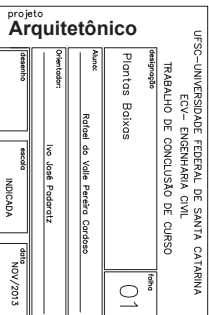
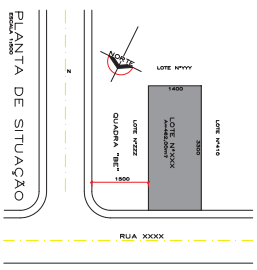
Orientador: Ivo José Podratz

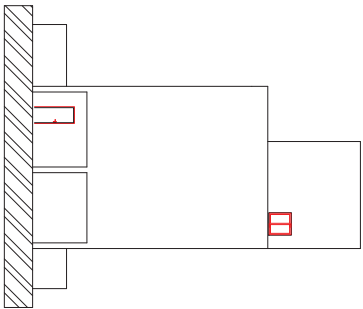
desenho RAFAEL

escala INDICADA

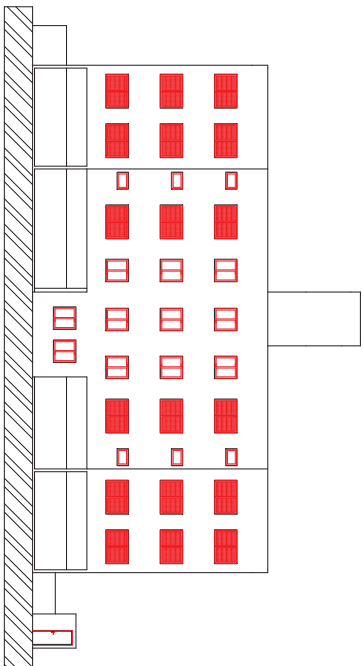
data NOV/2013

ANEXO A – Projeto Arquitetônico

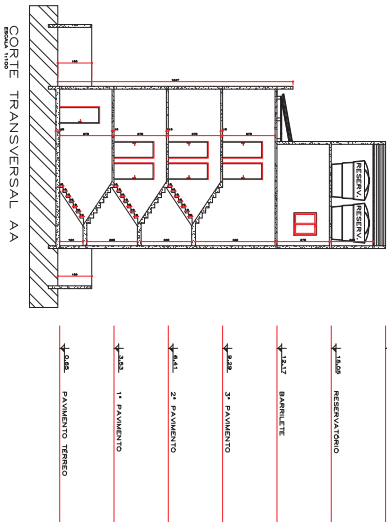




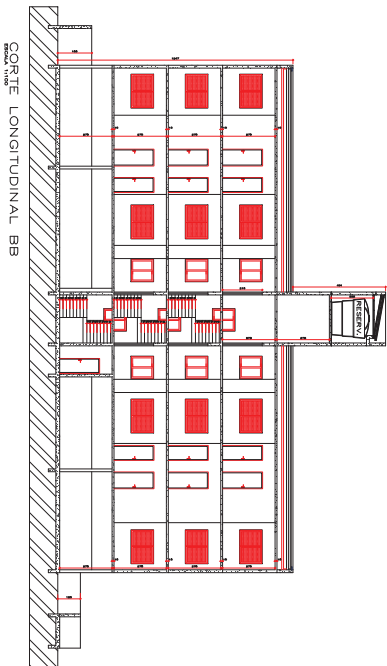
ELEV. 11100
FACHADA FRONTAL (NORTE)



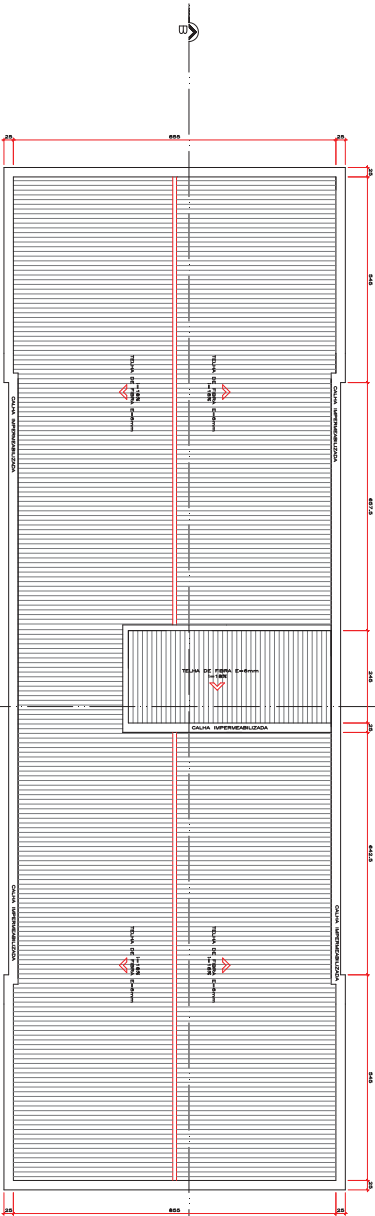
ELEV. 11101
FACHADA LATERAL (LESTE)



CORTE 11102
CORTE TRANSVERSAL AA



CORTE 11103
CORTE LONGITUDINAL BB



PLANTA DE COBERTURA

UFSC - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Assinatura

Cortes e Fachadas

Planta de Cobertura

Nome

Rafael do Vale Pereira Cardoso

Orientador

Ivo José Padovani

Assinatura

Assinatura

Assinatura

projeto
Arquitetônico

Assinatura

Assinatura

Assinatura

02

Assinatura